

単純曲げをうける鉄筋コンクリート桁およびプレストレストコンクリート桁の極限強さ設計法に関する研究*

ULTIMATE STRENGTH DESIGN OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE BEAMS UNDER PURE BENDING

藤田 嘉夫**
By Yoshio Fujita

1. まえがき

本論文は単純曲げをうける鉄筋コンクリート(RC)桁およびプレストレストコンクリート(PC)桁の極限強さ設計法に関する実験的および理論的研究について述べたものである。

塑性理論に基づくRC桁の極限強さ設計法については古くから多くの研究があるが、その大部分は破壊曲げモーメントの算定法に関するものであって、RC桁の耐久性に重要な影響をもつひびわれ安全度を考慮に入れて総合的に論じたものは少ない。しかも、破壊およびひびわれ曲げモーメントを算定するうえに基礎となるコンクリートの圧縮および引張に対する弾性および塑性的性状の諸元については国際的にもまだ統一されていない現況である。また、PC桁の場合にはRC桁に比較してひびわれ安全度が高いので有利であるとしても、その極限強さ設計法は原則的にRC桁の場合と同様であるべきである。

本研究は、一般に使用される範囲のコンクリートについて、圧縮および引張をうけるコンクリートの力学的性状、RC桁、PC桁として曲げをうけるコンクリートの圧縮および引張性状ならびに鉄筋、PC鋼材の引張性状を実験的に明らかにし、この結果に基づいたRC桁およびPC桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算式を提案し、さらにひびわれ発生から破壊に至る桁の性状についても考察を加え、極限強さ設計法に必要な諸資料を得ることを目的とし行なったものである。すなわち、3章は圧縮強度 200~550 kg/cm² のコンクリートが圧縮または引張をうけた場合の力学的性質、特に圧縮および引張極限ひずみ、4章は2章と同種コンクリートを用いた長方形、T形およびI形のRC桁ならびにPC桁が曲げをうけた場合の曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみ、5章はこれらの結果に基づいたRC桁、PC桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算式、6章は5章の計算式と実測結果との比較検討および各種条件特にRCとPCの区別、使用鋼材の種類などが桁コンクリートのひびわれ発生後のひびわれ

進行状況および桁の載荷能力におよぼす影響など、さらに7章はRC桁およびPC桁の極限強さ設計法に関するものである。

実験は都合によってつぎの5回に分けて行なった。

実験 1 (1954 年) : RCおよびPC用として一般に使用される範囲のコンクリートについて、多数の円筒供試体を用いて圧縮試験を行ない、応力・ひずみの関係および圧縮極限ひずみなどを測定した。

実験 2 (1955 年) : スパン 1.5 m, コンクリート強度と鉄筋量を種々変えた長方形RC桁 12 本について曲げ試験を行ない、破壊荷重、ひびわれ荷重、スパン中央断面のコンクリートおよび鉄筋のひずみ状況、コンクリートの曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみなどを観測するとともに、円筒供試体を用いて実験1の補足および引張試験時のコンクリートの応力・ひずみの関係、引張極限ひずみなどを測定した。

実験 3 (1956 年) : スパン 1.5 m, プレストレス力を2種に変えた長方形およびT形PC桁 6本について曲げ試験を行ない、実験2と同様の測定を行なった。

実験 4 (1958 年) : スパン 3.0 m, I形およびT形RC桁 4本およびI形PC桁 2本について曲げ試験を行ない、実験2と同様の測定およびひびわれ幅の観測を行なった。また、I形のRC桁およびPC桁のうちそれぞれ1本は切削ねじによるカップラー継手を用いたもの、さらにT形RC桁のうち1本は異形鉄筋を用いたもので、それらが桁の破壊およびひびわれ性状におよぼす影響についても観察を行なった。

実験 5 (1961 年) : スパン 2.4 m, コンクリート強度2種、鉄筋として丸鋼、異形丸鋼およびねじり棒鋼を用いたI形RC桁 6本について曲げ試験を行ない、破壊荷重、ひびわれ荷重、ひびわれ幅、間隔などを観測し、鉄筋の種類が桁の破壊およびひびわれ性状におよぼす影響を調べ、さらにねじり棒鋼を重ね継ぎした桁 2本をつくり同様の観測を行なった。

本研究の実施に当たり、たえずご指導をいただいた北海道大学教授 横道英雄博士に対し厚く感謝いたします。また、本研究の遂行に始終ご協力をいただいた北海道開発局土木試験所コンクリート研究室長 林 正道博士な

* 北海道大学工学部研究報告 第32号(昭.38.10)に掲載

** 正会員 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科

らびに各種の実験にご協力下さった北海道大学助手松井司氏, その他の諸氏に対し感謝の意を表します。

2. 使用材料および供試体の製造

(1) 使用材料

a) セメント 実験に用いたセメントは日本社, 上磯工場製, 普通および早強ポルトランドセメントで, いずれも JIS R 5210 の品質に合格するものである。おもな試験成績を示せば表-1 のとおりである。

表-1 セメント試験成績

符号	種類	比重	曲げ強さ (kg/cm ²)		圧縮強さ (kg/cm ²)		備考
			7 日	28 日	7 日	28 日	
N ₁	普通	3.15	47.1	65.6	174	293	実験1
N ₂	普通	3.13	57.4	71.6	241	423	実験4
N ₃	普通	3.15	51.9	74.0	242	451	実験5
E ₁	早強	3.14	64.3	74.7	250	339	実験1
E ₂	早強	3.15	67.5	79.6	286	352	実験2
E ₃	早強	3.13	61.1	83.1	280	443	実験3
E ₄	早強	3.12	63.7	74.8	287	438	実験4

b) 骨材 使用骨材は, 細骨材用として白老, 錦岡および幌別海岸産の砂, 粗骨材用として鶴川, 沙流川および新冠川産の砂利を用いたが, いずれも北海道産の骨材としては優良なものである。おもな試験成績を表-2 および 3 に示す。

c) 鉄筋および P C 鋼材 実験に用いた主鉄筋および P C 鋼材は, 実験 2 の R C 桁では SS 41, 直径 13, 16,

19 および 22 mm の丸鋼, 実験 4 の R C 桁では SS 41, 直径 22 mm の丸鋼と SS D 39, 直径 22 mm の異形丸鋼, 実験 5 の R C 桁では直径はいずれも 16 mm で, SS 50 の丸鋼, SS D 49 の異形丸鋼および SS 50 級の試作ねじり棒鋼 (SS D 49 の異形丸鋼を鉄筋直径の 10~12 倍のねじりピッチで冷間ねじり加工したもの), ならびに実験 3 および 4 の P C 桁では SS 90 級, 直径 22 mm の試作 P C 鋼棒であって, ねじり棒鋼は八幡製鉄, P C 鋼棒は日本製鋼所 (室蘭) で試作したものである。表-4 および 図-1~3 にこれらの機械的性質を示す。

d) P C 鋼棒の定着具, 鉄筋, P C 鋼棒の接続具およびシース P C 鋼棒の定着具および接続具に転造ねじを用いれば, 母材の破断強度の 95% 以上の荷重が保証されている。切削ねじを用いた場合には, これより大きい荷重の減少がみられるが, Bach, Staedel 両氏の実験によれば引張破損時のねじ谷径の見掛応力度はねじ山の影響をうけて母材強度より約 11% 増加するといわれているので, 本研究においては切削ねじによる定着およびカップラー継手の実用性を検討する目的ですべて切削ねじを用いることとし, 予備試験の結果から, 実験 3 および 4 において, P C 鋼棒の定着用ねじはウィット並目, また接続具用ねじとしては母材の 85% 以上の耐力を予定して, P C 鋼棒ではメートル細目, 鉄筋ではメートル並目ねじとした。

実験 3 および 4 の P C 鋼棒の定着には 140×140×30

表-2 骨材試験成績

砂						利							
符号	産地	比重	吸水量 (%)	単重 (kg/m ³)	粗粒率	符号	産地	最大寸法 (mm)	比重	吸水量 (%)	単重 (kg/m ³)	粗粒率	備考
S ₁	白老	2.79	0.76	1844	2.12	G ₁	鶴川	25	2.71	1.60	1764	6.81	実験1
S ₂	白老	2.77	0.90	1833	2.72	G ₂	沙流川	25	2.72	1.02	1758	6.78	実験2
S ₃	白老	2.76	1.00	1830	2.77	G ₃	沙流川	15	2.72	1.87	1745	6.60	実験3
S ₄	錦岡	2.71	0.88	1808	2.40	G ₄	沙流川	15	2.71	1.60	1741	6.10	実験4
S ₅	幌別	2.72	0.70	1878	3.29								
S ₆	幌別	2.69	1.27	1684	4.65	G ₅	新冠川	10	2.74	1.12	1772	5.45	実験5
S ₇	錦岡	2.70	1.19	1767	2.35								
						G ₆	新冠川	15	2.74	1.02	1681	6.99	

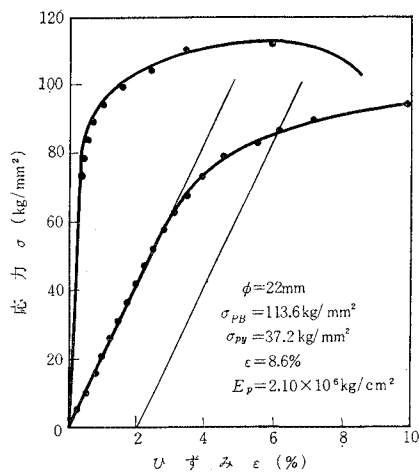
表-3 骨材の粒度

符号	各フルイ目を通す重量百分率 (%)										備考
	フルイ目の開き (mm)										
	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20	25	
S ₁	10	38	66	82	94	98	100	100	100	100	} 実験 1
G ₁	0	0	0	0	0	4.0	31.2	58.2	83.7	100	
S ₂	5	20	48	69	86	100	100	100	100	100	} 実験 2
G ₂	0	0	0	0	0	3	32	56	87	100	
S ₃	2	19	41	73	91	97	100	100	100	100	} 実験 3
G ₃	0	0	0	0	0	0	40	100	100	100	
S ₄	4.6	23.3	57.1	81.6	95.0	98.3	100	100	100	100	} 実験 4
S ₅	1.6	10.0	26.5	50.2	84.3	98.4	100	100	100	100	
S ₆	1.5	3.0	4.2	5.9	48.0	72.2	100	100	100	100	
G ₄	0	0	0	0.5	3	18	70	94	99	100	
S ₇	2.4	28.0	58.9	82.7	94.5	98.7	99.8	100	100	100	} 実験 5
G ₅	0.6	2.0	2.9	5.0	11.5	48.9	90.6	100	100	100	
G ₆	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	1.1	10.8	88.3	100	100	

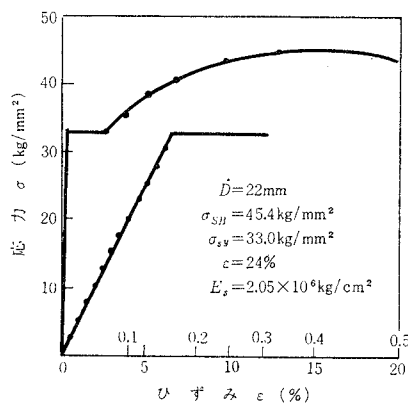
表-4 鉄筋および PC 鋼棒の機械的性質

鉄筋種類	桁番号	鉄筋		降伏点 σ_y (kg/mm ²)	引強強さ σ_B (kg/mm ²)	伸び ϵ (%)	ヤング係数 E ($\times 10^6$ kg/cm ²)	備考
		本数×直径	断面積 (cm ²)					
丸鋼 SS 41	1-1	2φ19	5.67	33.0	45.3	26.3	1.95	実験 2
	1-2	2φ22 (1φ16)	9.61	31.8	45.7	24.4	2.18	
	1-3	4φ19	11.34	29.3	47.8	25.2	2.00	
	1-4	5φ19	14.18	33.3	44.8	27.7	1.98	
	1-5	5φ19	14.18	31.8	45.9	27.0	2.14	
	1-6	6φ19	17.01	33.2	45.1	24.0	2.18	
	1-7	5φ22	19.01	35.1	44.6	27.0	2.24	
	1-8	4φ19 (2φ22)	18.94	35.7	43.5	24.9	2.06	
	1-9	5φ22	19.01	33.4	45.5	27.3	1.96	
	1-10	5φ22	19.01	31.5	42.7	26.6	1.96	
	1-11	6φ19	17.01	32.2	41.9	26.6	1.97	
	1-12	5φ13	6.64	29.9	45.0	27.3	2.00	
PC 鋼棒 SS 90 級	2-1~6	1φ22	3.80	87.2	113.6	8.6	2.10	実験 3
丸鋼 SS 41	3-1, 2	2φ22	7.60	29.5	42.5	30	2.05	実験 4
異形丸鋼 SSD 39	3-3	1φ22	3.80	29.5	42.5	30	2.05	
PC 鋼棒 SS 90 級	3-4	1D22	3.88	33.0	45.4	18	2.05	
丸鋼 SS 50	4-1, 4	2φ16	4.02	33.0	52.2	30.7	2.15	実験 5
異形丸鋼 SSD 49	4-2, 5	2D16	3.96	34.0	54.9	25.9	2.02	
ねじり棒鋼 SS 50 級	4-3,6 および 10,11	2D16	3.96	46.8	57.5	18.0	2.06	

図-1 PC 鋼棒の応力・ひずみ曲線 (実験 3)



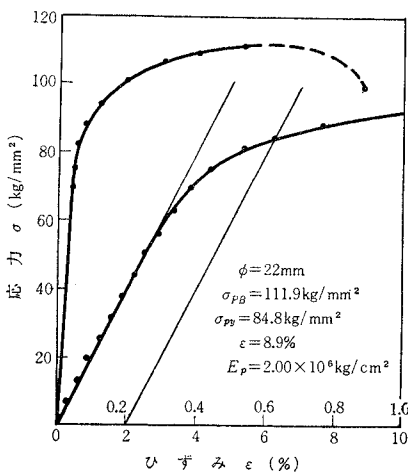
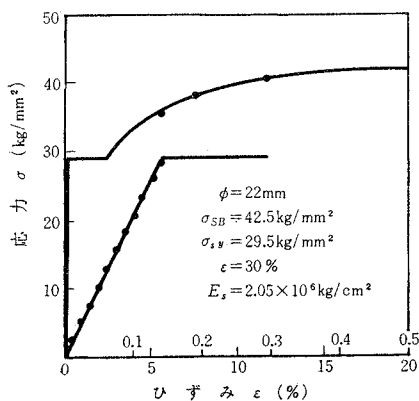
(b) 異形丸鋼



(c) PC 鋼棒

図-2 丸鋼, 異形丸鋼および PC 鋼棒の応力ひずみ曲線 (実験 4)

(a) 丸鋼

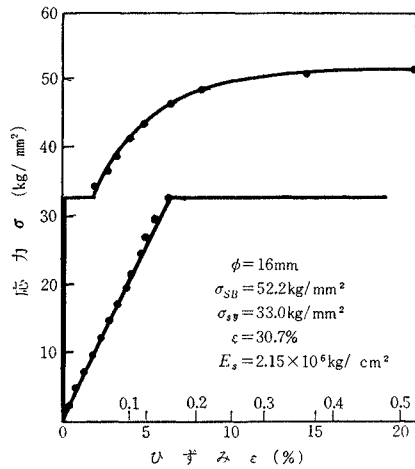


mmの座金と市販ナット2個を、実験4のP C鋼棒および主鉄筋の接続具には図-4に示すカップラーを用いた。P C桁に用いたシー스는直径35mm、厚さ0.3mm、長さ900mmの薄鉄板製のものを継いで用いた。

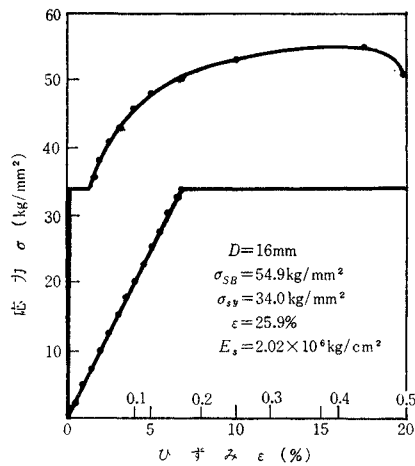
(2) 供試体および試験桁の製造

a) コンクリート供試体の種類および配合 コンクリートの力学的性質に関する実験用供試体はφ15×30cmの円筒供試体を用いて1組3本とし、圧縮試験用としてコンクリート1(実験1), 2(実験1), 3(実験2), 4(実験3)および5(実験4)について、それぞれ配

図-3 丸鋼、異形丸鋼およびねじり棒鋼の応力-ひずみ曲線(実験5)



(a) 丸鋼



(b) 異形丸鋼

(c) ねじり棒鋼

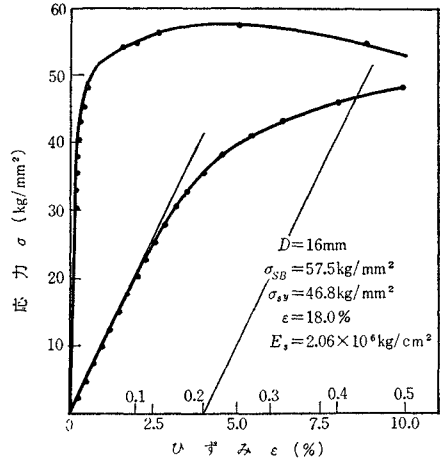
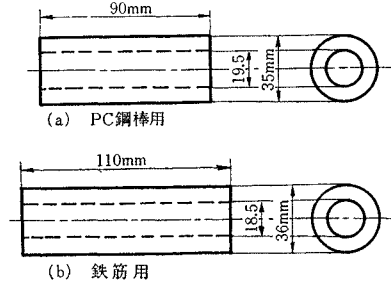


図-4 カップラーの寸法



合16種材令28日1種の48本、配合9種材令7日と28日2種の54本、配合12種所定材令1種の36本、配合2種所定材令6種の36本および配合1種所定材令8種の24本、計66種198本、ならびに引張試験用としてコンクリート3および4についてそれぞれ12種36本、コンクリート5について6種18本、計30種90本、合計288本を製造した。これらの配合の範囲は表-5のとおりで、セメント量263~600kg/m³、水セメント比25.8~59%、スランプ1~16cmと広範囲にわたっている。

b) 曲げ試験桁の種類、形状寸法および配合 試験桁は、表-6および7と図-5および6に示すように、実験2ではスパン1.5m、桁高18cm、鉄筋比8.89~2.36%で丸鋼使用の長方形断面RC桁12本、実験3ではスパン1.5m、桁高21.4cm、鉄筋比2.84~0.892%でプレストレス量を2種に変えた長方形およびT形断面PC桁6本、実験4ではスパン3.0m、桁高22, 24および25cm、鉄筋比1.33~0.504%のI形およびT形断

表-5 コンクリートの配合の範囲

コンクリート符号	材 料			配 合 の 範 囲					備 考
	セメント	砂	砂 利	骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	セメント量 C(kg/m ³)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 S/S+G (%)	
1	N ₁	S ₁	G ₁	25	1~14	300~600	25.8~51.7	31.6~35.3	実験 1
2	E ₁	S ₁	G ₁	25	1~16	350~550	28.7~50.6	31.6~35.3	実験 1
3	E ₂	S ₂	G ₂	25	1~11	263~568	30~59	35.3, 40.3	実験 2
4	E ₃	S ₃	G ₃	15	2~8	480, 580	33, 40	32.3	実験 3
5	E ₄	S ₄ , S ₅ , S ₆	G ₄	15	1~5	450	40	60.6	実験 4

面RC桁4本とスパン3.0m, 桁高28cm, 鉄筋比0.589%のI形断面PC桁2本, および実験5ではスパン2.4m, 桁高24cm, 鉄筋比約0.71%で丸鋼, 異形丸鋼およびねじり棒鋼使用の

図-5 RC桁の形状寸法

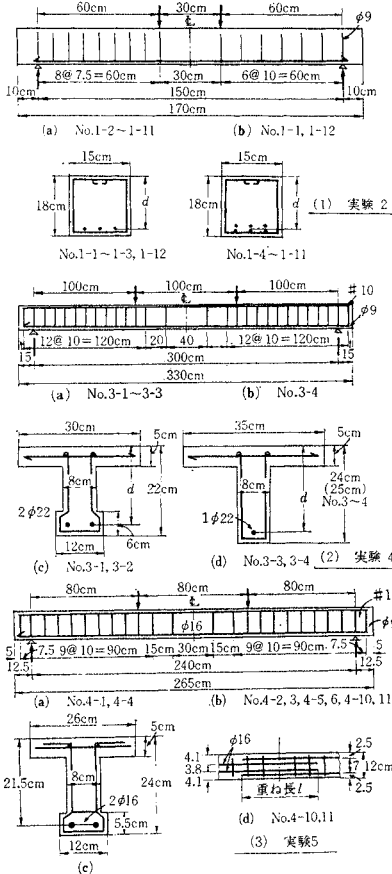
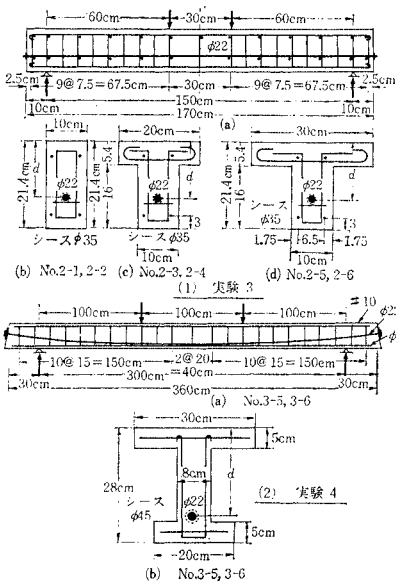


図-6 PC桁の形状寸法



に、実験3のPC桁では長方形断面の場合0.5%, T形断面の場合1%, 実験4のRC桁ではI形断面の場合2%, T形断面の場合5%, 実験4のPC桁ではカップラー継手の点を考慮して2%, また実験5のRC桁では1.5~2%程度にそれぞれなるように定めた。

PC鋼棒の定着は前述のように切削ねじによって市販のナット2個と140×140×30mmの座金を用いて行なった。RC桁の鉄筋端の定着には、丸鋼ではフックをつけたが、異形丸鋼およびねじり棒鋼では省略した。また、PC鋼棒の配置は、実験3では直線としたが、実験4では3等分点荷重による曲げモーメントに対応させて、スパン中央の1m区間は直線、その両側1mは半径R=567cm, 角変化θ=10°の円弧とした。

また曲げ引張極限ひずみに関する実験用として、RC桁およびPC桁と同種コンクリートを用いた断面15×

の、実験4のPC桁のうち1本はカップラー継手を用いたもの、実験5のRC桁2本は鉄筋を重ね継手として重ね合わせ長さを変えたものである。RC桁およびPC桁の断面寸法および鉄筋比は、桁破壊時における鉄筋およびPC鋼材のひずみが、実験2のRC桁では降伏点ひずみの範囲

に、実験3のPC桁では長方形断面の場合0.5%, T形断面の場合1%, 実験4のRC桁ではI形断面の場合2%, T形断面の場合5%, 実験4のPC桁ではカップラー継手の点を考慮して2%, また実験5のRC桁では1.5~2%程度にそれぞれなるように定めた。

PC鋼棒の定着は前述のように切削ねじによって市販のナット2個と140×140×30mmの座金を用いて行なった。RC桁の鉄筋端の定着には、丸鋼ではフックをつけたが、異形丸鋼およびねじり棒鋼では省略した。また、PC鋼棒の配置は、実験3では直線としたが、実験4では3等分点荷重による曲げモーメントに対応させて、スパン中央の1m区間は直線、その両側1mは半径R=567cm, 角変化θ=10°の円弧とした。

また曲げ引張極限ひずみに関する実験用として、RC桁およびPC桁と同種コンクリートを用いた断面15×

表-6 RC桁の形状寸法

桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	鉄筋		鉄筋比 ρ = A_s/bd (%)	備考	
				種類	本数 × 直径			
実験 2	1-1	長方形	15	丸鋼	2φ19	5.67	2.36	
	1-2	"	15.9	"	{2φ22 1φ16	9.61	4.02	
	1-3	"	16.0	"	4φ19	11.34	4.73	
	1-4	"	14.6	"	5φ19	14.18	6.47	
	1-5	"	14.6	"	5φ19	14.18	6.47	
	1-6	"	14.6	"	6φ19	17.01	7.77	
	1-7	"	14.3	"	5φ22	19.01	8.89	
	1-8	"	14.6	"	{4φ19 2φ22	18.94	8.65	
	1-9	"	14.3	"	5φ22	19.01	8.89	
	1-10	"	14.3	"	5φ22	19.01	8.89	
	1-11	"	14.6	"	6φ19	17.01	7.77	
1-12	"	16.3	"	5φ13	6.64	2.71		
実験 4	3-1	I形	30	丸鋼	2φ22	7.60	1.33	
	3-2	"	30	"	"	7.60	1.33	カップラー継手
	3-3	T形	35	"	1φ22	3.80	0.516	端フック
	3-4	"	35	異形丸鋼	1D22	3.88	0.504	なし
実験 5	4-1	I形	26	丸鋼	2φ16	4.02	0.719	端フック
	4-2	"	"	異形丸鋼	2D16	3.96	0.708	なし
	4-3	"	"	ねじり棒鋼	"	3.96	0.708	"
	4-4	"	"	丸鋼	2φ16	4.02	0.719	端フック
	4-5	"	"	異形丸鋼	2D16	3.96	0.708	なし
	4-6	"	"	ねじり棒鋼	"	3.96	0.708	"
実験 5	4-10	"	"	"	"	3.96	0.708	重ね継手 l=48cm
	4-11	"	"	"	"	3.96	0.708	重ね継手 l=24cm

表-7 PC桁の形状寸法

桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	PC鋼棒		鉄筋比 ρ = A_p/bd (%)	プレストレス P _σ (t)	備考
				本数 × 直径	断面積 A _p (cm ²)			
実験 3	2-1	長方形	10	1φ22	3.80	2.84	21.65	
	2-2	"	13.9	"	"	2.73	18.72	
	2-3	T形	20	"	"	1.39	21.65	
	2-4	"	14.1	"	"	1.35	18.72	
	2-5	"	30	14.1	"	0.892	21.65	
	2-6	"	"	13.2	"	0.960	18.72	
実験 4	3-5	I形	30	1φ22	3.80	0.589	22.15	
	3-6	"	"	"	"	"	22.00	カップラー継手

表-8 RC 桁および PC 桁に用いたコンクリートの配合

番号	種類	材 料			配 合					備 考
		セメント	砂	砂 利	骨材最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	セメント量 C (kg/m ³)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 S/S+G (%)	
1-1	RC桁	E ₂	S ₂	G ₂	25	3	263	59	33.3	実験 2
1-2	"	"	"	"	"	7	285	58	33.3	"
1-3	"	"	"	"	"	11	333	54	38.5	"
1-4	"	"	"	"	"	3	298	52	33.3	"
1-5	"	"	"	"	"	3	374	43	33.3	"
1-6	"	"	"	"	"	4	407	40	33.3	"
1-7	"	"	"	"	"	7	455	34	33.3	"
1-8	"	"	"	"	"	3	470	37	33.3	"
1-9	"	"	"	"	"	4	520	41	38.5	"
1-10	"	"	"	"	"	2	550	31	38.5	"
1-11	"	"	"	"	"	1	568	30	33.3	"
1-12	"	"	"	"	"	7	362	47	38.5	"
2-1,3,5	PC桁	E ₃	S ₃	G ₃	15	2~5	580	33	33.3	実験 3
2-2,4,6	"	"	"	"	"	7~8	480	40	33.3	"
3-1~4	RC桁	E ₄	S ₄ , S ₅ , S ₆	G ₄	15	1~5	450	40	52.0	実験 4
3-5, 6	PC桁	"	"	"	"	1~5	450	40	52.0	"
4-1~3	RC桁	N ₃	S ₇	G ₅ , G ₆	15	5~6	234	75	40.0	実験 5
4-4~6	"	"	"	"	"	6~8	293	60	40.0	"
4-10,11	"	"	"	"	"	7~8	293	60	40.0	"

15 cm, スパン 45 cm の無筋コンクリート桁を実験 2 および 3 でそれぞれ 12 種類, 実験 4 で 6 種類, 計 30 種類を造った。

試験桁に用いたコンクリートの配合は表-8 に示すとおりである。

e) コンクリートの練り混ぜ, 打設および養生 コンクリートの練り混ぜは実験 1, 4 および 5 では容量 2 才, 実験 2 および 3 では容量 4 才の可傾式バッチミキサを用いて行ない, 締固めは実験 1 ではスランブの値によって突き棒または直径 2.5 cm の内部振動機のいずれか, その他ではすべて内部振動機を用いて行なった。

養生は実験 1 では標準水中養生, 実験 2 および 3 では屋外湿砂養生, 実験 4 では室内ぬれむしろ養生, 実験 5 では水中養生としたが, 実験 3 および 4 の PC 桁はプレストレス導入後は室内に放置の状態とした。コンクリート供試体と試験桁は実験 1 を除き同一条件で養生を行なった。表-9 にコンクリート供試体および試験桁の製造の時期, プレストレッシング, 試験時の材令などを参考に示す。

(3) PC 桁のプレストレッシングおよびグラウト注入

a) プレストレッシング PC 桁のプレストレッシングは容量 30 t の試作手動オイル ジャッキを用いて行ない, 実験 3 の No. 2-1, 2-3, 2-5 桁で 21.65 t, No. 2-2, 2-4, 2-6 桁で 18.72 t, 実験 4 の No. 3-5, 3-6 桁では桁端で 23 t の引張力を PC 鋼棒に与えるように予定した。プレストレスを与えた直後のスパン中央断面における PC 鋼棒の引張力は実測結果と摩擦係数としてドイツ連邦運輸大臣告示による Dyckerhoff & Widmann 工法の値 ($\mu=0.15, \beta=0.3^{\circ}/m$)²⁾ を用いた計算値とを参照して決定し, また曲げ試験時における有効

表-9

コンクリート番号	桁		製造月日	材令(日)		年次
	番号	種類		プレストレッシング	曲げ試験	
3	1-1	RC桁	10.28		14	1955 実験 2
	1-2	"	8.17		10	"
	1-3	"	8.19		11	"
	1-4	"	10.28		19	"
	1-5	"	8.24		10	"
	1-6	"	8.26		11	"
	1-7	"	8.31		10	"
	1-8	"	10.28		21	"
	1-9	"	10.19		36	"
	1-10	"	10.13		22	"
	1-11	"	10.19		61	"
	1-12	"	8.12		11	"
4	2-1	PC桁	10.24	14	28	1956 実験 3
	2-2	"	11.08	14	28	"
	2-3	"	9.28	12	24	"
	2-4	"	10.11	12	25	"
	2-5	"	9.05	9	20	"
	2-6	"	9.17	10	21	"
5	3-1	RC桁	9.24		12	1958 実験 4
	3-2	"	9.29		12	"
	3-3	"	10.24		20	"
	3-4	"	11.21		13	"
	3-5	PC桁	8.29	8	29	"
	3-6	"	9.10	8	28	"
4-1~3	4-1~3	RC桁	7.12		28	1961 実験 5
	4-4~6	"	7.19		28	"
	4-10,11	"	7.26		28	"

プレストレスはドイツ規定の DIN 4227³⁾ を参照して, クリープ係数および収縮率をそれぞれ一般の場合として $\epsilon_{\infty}=2.00 k, \omega_{\infty}=20 \times 10^{-5} \times 0.6 k \times 1.25=15 k \times 10^{-5}$ と仮定し, プレストレス導入時から曲げ試験時までのそれらを求めて計算した。表-10 にその結果を示す。

b) グラウト注入 グラウト注入はプレストレスを与えた後ただちに行なった。グラウトの配合は, 実験 3 で

表-10 有効プレストレス

桁番号	プレストレス導入直後		曲げ試験時			比 $\frac{\sigma_{pe}}{\sigma_p}$
	PC 鋼棒		PC 鋼棒		鋼棒位置コンクリートの有効応力 σ_{cpe} (kg/cm ²)	
	引張力 P_p (t)	応力度 σ_{pv} (kg/cm ²)	有効引張力 P_e (t)	有効応力度 σ_{pe} (kg/cm ²)		
2-1	21.65	5 700	21.17	5 570	121	0.98
2-2	18.72	4 930	17.44	4 590	106	0.93
2-3	21.65	5 700	21.62	5 690	126	1.00
2-4	18.72	4 930	17.90	4 710	111	0.96
2-5	21.65	5 700	21.51	5 660	132	0.99
2-6	18.72	4 930	18.28	4 810	96	0.98
3-5	22.15	5 830	21.62	5 690	109	0.98
3-6	22.00	5 790	21.66	5 700	109	0.98

は水セメント比 45%, 早強ポルトランドセメント (E_3) 1 kg に対しポゾリス (No. 5) 2 g, アルミ粉 0.05 g, 実験 4 では普通ポルトランドセメント (N_2) を使用し, 水セメント比を 40% とした。

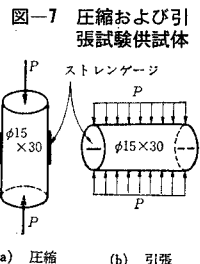
3. 圧縮および引張をうけるコンクリートの力学的性質

(1) 概 説

本章は, RC 桁および PC 桁の極限強さ設計に必要なコンクリートの力学的諸性質のうち, 引張強さ, ヤング係数および圧縮または引張極限ひずみに関し, 実験 1, 2, 3 および 4 において圧縮強度 200~550 kg/cm² のコンクリート円筒供試体 198 本について圧縮試験を, また円筒供試体 90 本について引張試験を行ない, その結果をとりまとめたものである。

(2) 実験方法

実験 1 では, 円筒供試体の両側面に 1/1 000 mm 目盛のオキツェンひずみ計を取り付けて圧縮試験 (JIS A 1108) を行ない, 一定荷重間隔ごとにひずみを測定し, 応力・ひずみ曲線を描いて初期圧縮ヤング係数および圧縮極限ひずみを求めた。実験 2, 3 および 4 では図-7 のように円筒供試体の相対する両側面にストレインゲージ 2 枚を接着して圧縮試験と引張試験 (JIS A 1113) を行なった。ひずみの測定は静的電気ひずみ計を用いて実験 1 と同様に行ない, 応力・ひずみ曲線から初期圧縮および引張ヤング係数, 圧縮および引張極限ひずみなどを求めた。試験には, 圧縮および引張の両試験とも容量 200 t のアムスラー型万能試験機を使用した。



(3) 実験結果およびその考察

a) 引張強度 図-8 は引張強度 σ_{ct} (kg/cm²) の実測結果と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので, 実験式 $\sigma_{ct} = 24 + 0.052(\sigma_{cB} - 200)$ を得た。図-9 は従来の文献との比較を行なったもので, 赤沢氏, C. Ze-

lger 氏および狩野氏の実験結果^{4)~6)}を示した。著者式によれば, 引張強度は他の諸氏の値に比較して多少大きい値を与えるが, これはセメント, 骨材の品質などの影響によるものと思われる。最近のセメントおよび高強度コンクリートを目的として良質の骨材を用いた場合には著者式によるがよいと考える。

b) ヤング係数 図-10 は初期圧縮ヤング係数 E_c (kg/cm²) の測定結果と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので, 実験式 $E_c = 31 \cdot 10^3 \sigma_{cB}^{0.4}$ を得た。図-11 は従来の文献と比較してのもので, ドイツ, オーストリアの示方書, わが国の土木学会 PC 指針, 材料試験協会 PC 指針および O. Graf 氏の実験式^{7)~11)}を示した。ただし, 欧州における 20 cm 立方供試体強度と円筒供試体による圧縮強度との関係は比較試験の結果¹²⁾ほとんど大差なく, 両者を等しいものとした。図より著者式は

図-8 引張強度の実測結果

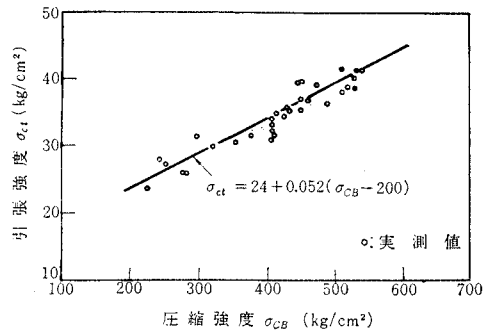


図-9 従来の文献との比較

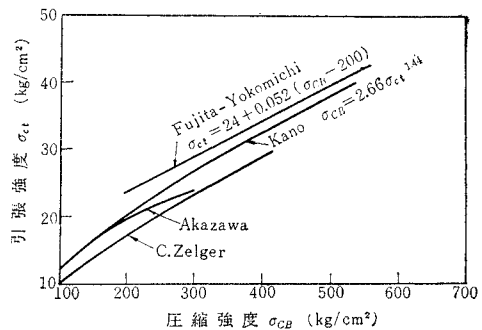
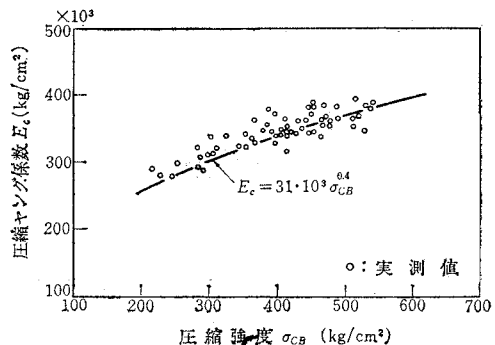


図-10 圧縮ヤング係数実測結果



中庸の値を示し、かつドイツ規格に接近していることがわかる。図-12は初期引張ヤング係数 E_t の測定結果を示したもので、圧縮ヤング係数と同等とみなすことができる。図には比較のため狩野氏の実験式⁶⁾から得られる E_t を示した。

c) 圧縮極限ひずみ 図-13は圧縮極限ひずみ ϵ_{cB}' の測定結果と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので、実験式 $\epsilon_{cB}' = (0.141 + 0.00007 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}$ を得た。従来の文献によれば、 ϵ_{cB}' の値は、ドイツの DIN 4227 では 0.15×10^{-2} ³⁾、オーストリアの規定では 0.2×10^{-2} ⁸⁾、また Saliger 氏は $12.5 \cdot 10^{-6} \sigma_{cB}$ (ただし、 $\epsilon_{cB}' = 0.15 \times 10^{-2} \sim 0.35 \times 10^{-2}$)¹³⁾、坂氏はドイツ規定と同じ 0.15×10^{-2} ¹⁴⁾ としている。図-14はこれらと比較したもので、著者式はドイツとオーストリアの両規定の中間にあり、強度の増加にしたがって多少増加の傾向を示している。

図-11 従来の文献との比較

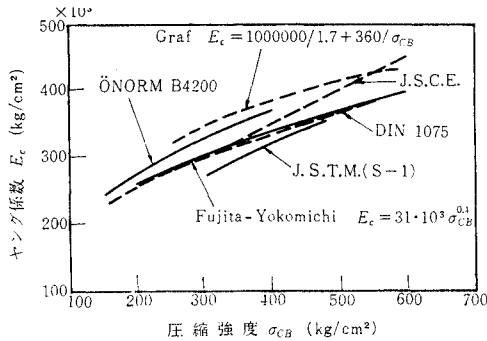


図-12 引張ヤング係数の実測結果

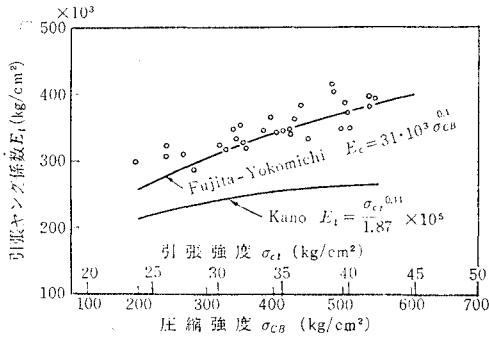
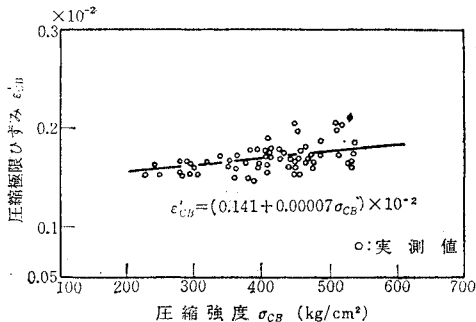


図-13 圧縮極限ひずみの実測結果



d) 引張極限ひずみ 図-15は引張極限ひずみ ϵ_{ct}' の測定結果と引張強度 σ_{ct} (kg/cm²) および圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので、実験式 $\epsilon_{ct}' = (8.5 + 0.25 \sigma_{ct}) \times 10^{-5}$ または $(12 + 0.013 \sigma_{cB}) \times 10^{-5}$ を得た。これに関する従来の研究は少なく、狩野、河野両氏の結果⁶⁾と比較すれば 図-16 のようである。

e) 応力・ひずみ曲線 コンクリートの応力・ひずみ曲線の実験式としては、2次放物線、3次放物線その他種々の曲線が用いられているが、ここでは頂点が破壊点にある2次放物線と3次放物線とをとりあげて検討することにする。図-17は最大応力度と極限ひずみから定まる2次放物線、最大応力度と初期ヤング係数から定まる2次放物線および最大応力度、極限ひずみ、初期ヤング係数から定まる3次放物線と実測結果とを比較したものである。2次式の場合には3条件のうち一つを無視して

図-14 従来の文献との比較

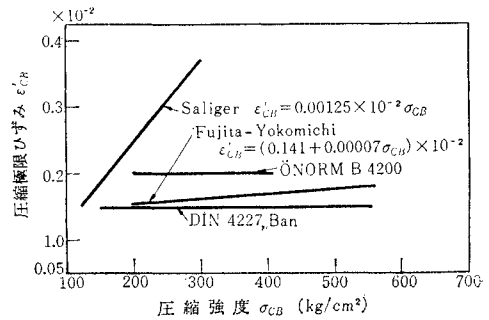


図-15 引張極限ひずみの実測結果

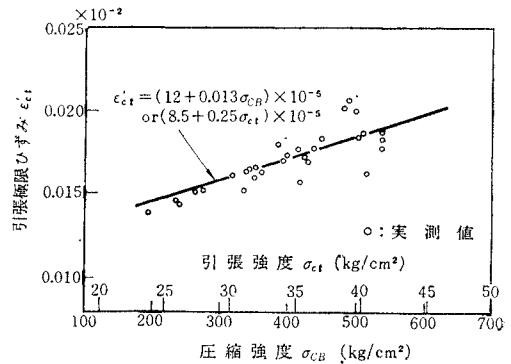


図-16 従来の文献との比較

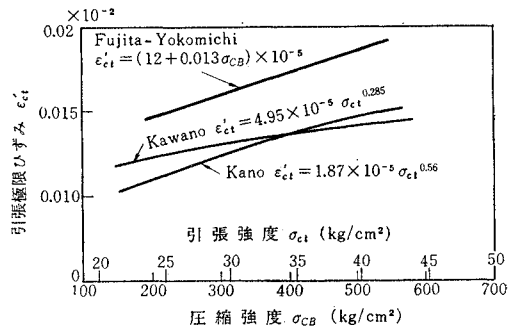
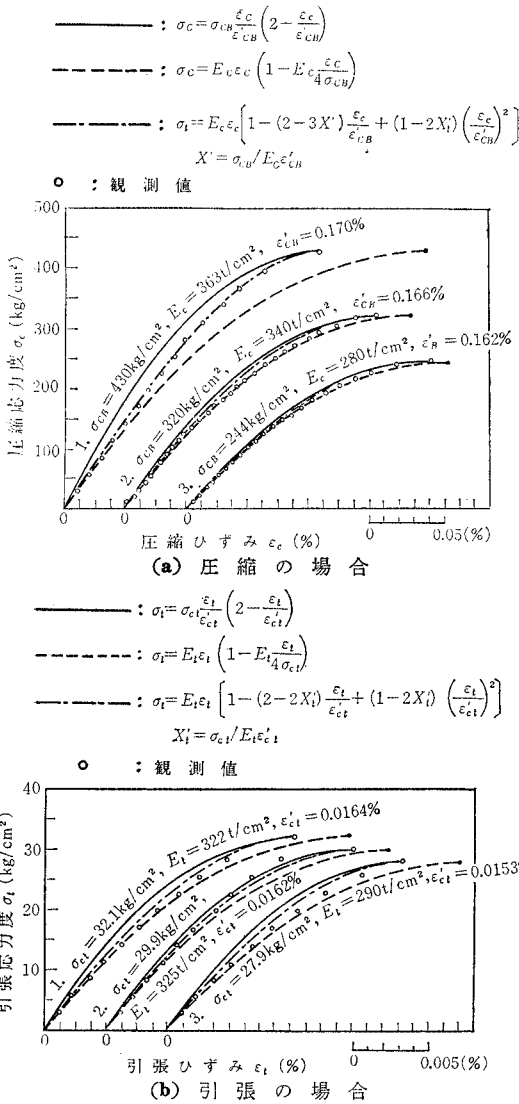


図-17 単純圧縮および引張をうけるコンクリートの応力・ひずみ曲線



いるので矛盾があるのは当然であるが、実測結果とよい一致を示す3次式でも強度が大きくなると初期の応力度において変曲点をもつようになり別の矛盾がでて完全な形とはいえない。すなわち、著者の実験結果では強度が360 kg/cm²以上になると、また坂氏の実験式¹⁴⁾の材令28日の場合について調べてみると強度が400 kg/cm²以上になると変曲点を示すようになる。このように比較的簡単な式で広範囲なコンクリートの応力・ひずみ曲線を矛盾なく与え得るものではなく、実用的には実測結果に近い状態を示し、取り扱いの便利な2次放物線を用いて十分な精度が得られるものとする。

4. 曲げをうけるRC桁、PC桁コンクリートの圧縮および引張極限ひずみ

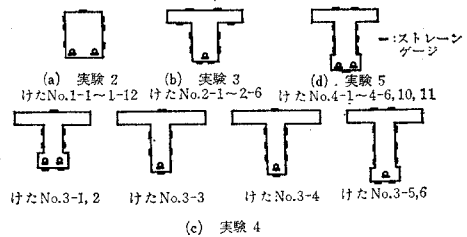
(1) 概 説

本章は、極限強さ設計に必要なコンクリートの力学的諸性質のうち、曲げ圧縮極限ひずみおよび曲げ引張極限ひずみに関し、実験2,3および4においてそれぞれスパン1.5mの長方形RC桁12本、スパン1.5mの長方形PC桁2本とT形PC桁4本およびスパン3mのI形RC形2本、T形RC桁2本、I形PC桁2本の計24本の模型桁について曲げ試験を行なって桁破壊時およびひびわれ発生時におけるコンクリートの極限ひずみを観測し、その結果をとりまとめたものである。

(2) 実験方法

実験方法の詳細は6章で述べるが、ここでは曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみの決定に直接関係のあるひずみの測定方法について述べる。桁断面のひずみは、図-18のようにスパン中央断面のコンクリート表面および鉄筋またはPC鋼棒にストレインゲージをそれぞれ7~10枚および1~2枚張り付けて曲げ試験を行ない、実験2,3および4のRC桁では荷重500kgごとに、実験4のPC桁では荷重1tごとに静的電気ひずみ計を用いて測定した。曲げ極限ひずみは実測結果から荷重・ひずみ曲線を描いて求めたが、PC桁ではプレストレスによる影響も考慮した。RC桁およびPC桁の曲げ試験においてはひびわれの発見は一般に遅れる傾向があるので、さらに同種コンクリートを用いた無筋桁の曲げ試験も行ない、ひびわれの発生に対して鉄筋などの拘束のない状態の曲げ引張極限ひずみを測定し、RC桁およびPC桁の曲げ引張極限ひずみの値を決定する際に考慮に入れた。

図-18 ストレインゲージ接着位置



(3) 実験結果およびその考察

a) 曲げ圧縮極限ひずみ 図-19は曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} の測定値と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²)との関係を示したもので、実験式 $\epsilon_{cB} = (0.24 + 0.0001 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}$ を得た。図において24個の測定値のうち1個だけ著しく離れているが、これは異形鉄筋を用いた桁の測定値である。鉄筋として異形鋼を用いれば丸鋼を用いた場合に比較して曲げ圧縮極限ひずみの値は大になると思われるが、これに関する研究は今後の問題として実験式の決定には無視した。図-20は、従来の文献から、Saliger, Hognestad, Roš, 坂, 山田ら諸氏の実験結果^{13), 15)~18)}および各国の示方書の例としてオーストリア、ドイツのDIN 4227, わが国の土木学会PC指針の規定^{9), 10)}およびヨーロッパコンクリート委員会での推奨値¹⁹⁾などを

図-19 曲げ圧縮極限ひずみの実測結果

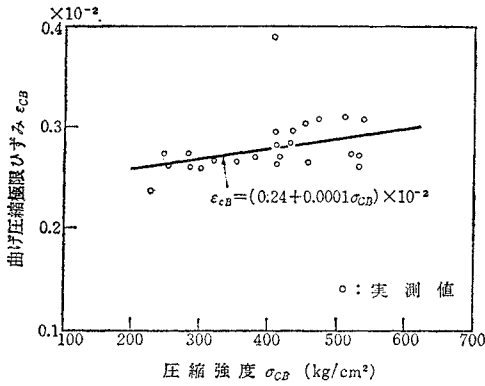


図-20 従来の文献との比較

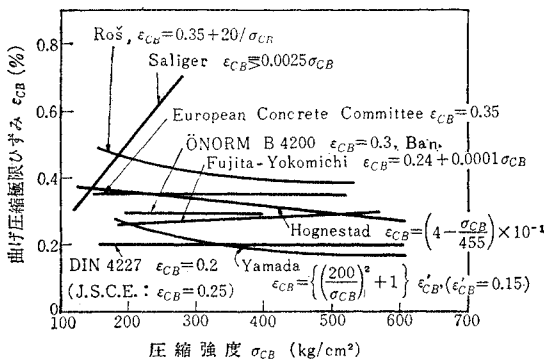


図-21 圧縮塑性係数

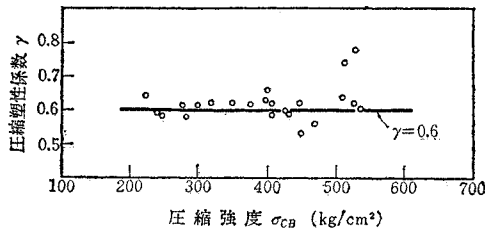
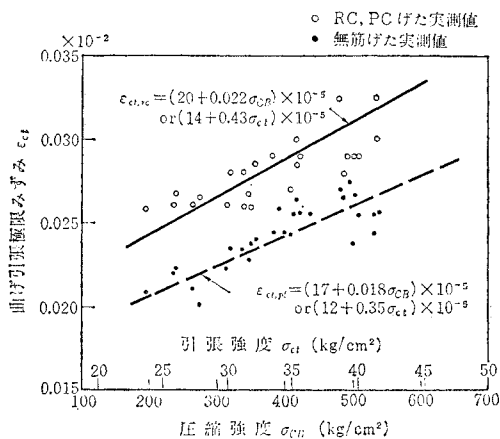


図-22 RC 桁, PC 桁および無筋桁の曲げ引張極限ひずみ



示したもので、著者式はヨーロッパコンクリート委員会の値とドイツ規定との平均的な値を与え、強度の増加にしたがって多少増加する傾向を示している。図-21は圧縮極限ひずみと曲げ圧縮極限ひずみの比、すなわち圧縮塑性係数 $\gamma = \epsilon_{CB}' / \epsilon_{CB}$ の測定結果を示したもので、 γ の値は 0.60 の一定値としてよいことがわかる。

b) 曲げ引張極限ひずみ 図-22はRC桁およびPC桁における曲げ引張極限ひずみと無筋コンクリート桁における曲げ引張極限ひずみの測定結果を示したもので、曲げ引張極限ひずみと強度との関係はそれぞれ直線とみなすことができる。

曲げ試験において、無筋コンクリート桁は断面の引張応力がすべてコンクリートによって受け持たれるから、ひびわれ発生と同時に荷重に対する抵抗力を失い急に破壊する。この場合、ひびわれはセメントペーストおよび骨材の引張強度、セメントペーストと骨材との附着強さ、骨材の噛み合わせの状態、コンクリート表面の状態などの複雑な影響によって、十分にはクリープしないが発生すると考えられる。これに対し、RC桁では、断面の引張力はひびわれ発生まではコンクリートと鉄筋とで分担して受け持ち、ひびわれ発生後はその大部分を鉄筋で受け持つようになるため、ひびわれの発生および成長は鉄筋によって拘束される。PC桁においてもひびわれの発生および成長が拘束されることはRC桁の場合と同様である。したがって、RC桁およびPC桁では、無筋コンクリート桁に比較して引張部コンクリートが十分クリープした後にひびわれが発生すると考えることができる。しかし、RC桁およびPC桁のひびわれ発生の時期を的確に定めることはむずかしく、著者の実験ではひびわれを肉眼で発見(個人差はあるが、幅約0.025~0.05mm)した時をひびわれ発生の時期としたので、実際には微小ひびわれが発生した瞬間よりも遅れた状態を測定したことになる。以上から、RC桁およびPC桁の実際の曲げ引張極限ひずみは、無筋コンクリート桁とRC桁およびPC桁とから得た両者の値の間にあると考えられるが、正確な値を求めることは困難であるのでここでは近似的に両者の平均値が真の値を与えるものと考えた。

図-23は曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} と引張強度 σ_{ct} (kg/cm²) および圧縮強度 σ_{CB} (kg/cm²) との関係を示したもので、実験式 $\epsilon_{ct} = (13 + 0.39\sigma_{ct}) \times 10^{-5}$ または $(18.5 + 0.02\sigma_{CB}) \times 10^{-5}$ を得た。曲げ引張極限ひずみに関する従来の文献は少なく、岡田氏によれば約 30×10^{-5} ²⁰⁾、山田氏によれば 15×10^{-5} ¹⁸⁾ くらいになるといわれているにすぎない。図-24は引張極限ひずみと曲げ引張極限ひずみの比、すなわち引張塑性係数 $\gamma_t = \epsilon_{ct}' / \epsilon_{ct}$ の測定結果を示したもので、 γ_t の値は無筋コンクリート桁の場合 0.70、RC桁およびPC桁の場合 0.60 の一定値が得られるが、前述のように両者の平均の 0.65 の一定

図-23 曲げ引張極限ひずみの実測結果

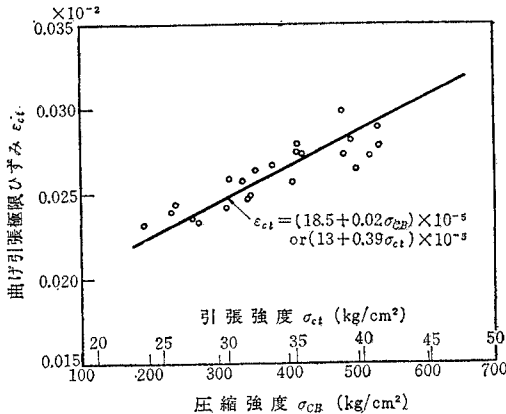


図-24 引張塑性係数 γ_t

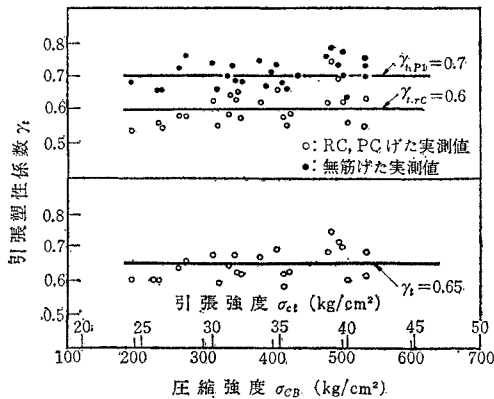
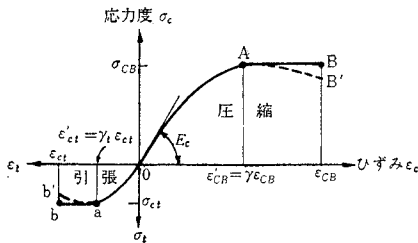


図-25 断面コンクリートの応力・ひずみ曲線



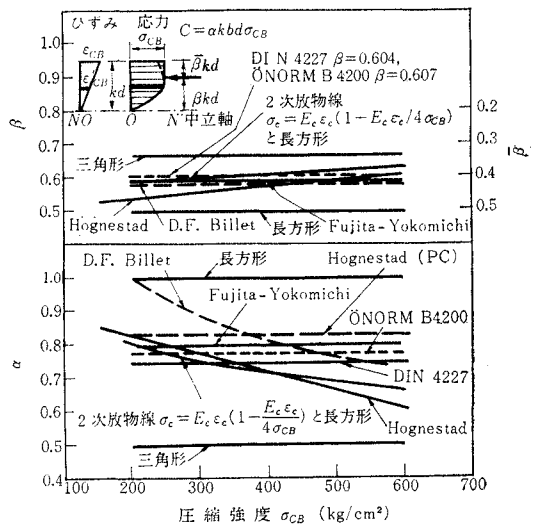
値とみなすことができる。

c) 応力分布の形状 R C桁およびP C桁の極限強さ設計法において桁の破壊荷重およびひびわれ荷重を正確に求めるためには、それぞれの荷重時における塑性域までを考慮した断面コンクリートの応力分布の形状を決定することが必要である。

桁破壊時の圧縮部コンクリートの応力分布の形状は、一般に図-25に示すように最大応力度 σ_{cB} までは圧縮試験における応力・ひずみ曲線と同一の0A線、最大応力度に達した後は多少応力度が減少して曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に至る AB' 線の両者の組み合わせで表わされる。従来の文献によれば、最大応力度に達するまでの応力・ひずみ曲線0Aは、これを2次放物線とする

ものが多く、ヨーロッパにおいては最大応力度 σ_{cB} と圧縮極限ひずみから決まる2次放物線^{3), 8)}、アメリカにおいては最大応力度 ϵ_{cB} とヤング係数 E_c から決まる2次放物線¹⁶⁾とし、最大応力度に達した後は、前者では近似的に曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に至るまで σ_{cB} を持続する直線、後者では ϵ_{cB} における応力度が $0.85\sigma_{cB}$ になる直線としている。また、簡単に応力分布を長方形と仮定しているもの^{9), 10)}もあるが、これは広範囲には適用できないと考える。2次放物線は矛盾はあるが実用的には実際の状態と大差なく、また著者の実験結果から圧縮塑性係数 γ の値は0.60の一定値が得られているから、応力分布の形状は計算に便利な2次放物線 $\sigma_c = \sigma_{cB} \epsilon_c / \epsilon_{cB} \cdot (2 - \epsilon_c / \epsilon_{cB})$ と最大応力度 σ_{cB} を持続して曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に達する直線の組み合わせと考えることができる。図-26は長方形断面の場合の圧縮応力の合力に関する係数 α とその作用点に関する係数 β を従来の文献^{3), 8), 15), 21), 22)}と比較したもので、参考に三角形分布の場合も示した。図より著者の応力分布形状は他に比べて中庸な値を示すことがわかる。

図-26 α, β の比較



桁のひびわれ発生時における引張部コンクリートの応力分布の形状は桁破壊時の圧縮部コンクリートの場合と同様であって、図-25に示すように最大応力度 σ_{ct} までは引張試験時の応力・ひずみ曲線と同一の0a線、それ以後は最大応力度 σ_{ct} を持続して曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} に至る直線との組み合わせで表わされる。従来の文献では、0a線を引張弾性限界ひずみで σ_{ct} に達する直線として用いているものもあるが²⁰⁾、著者の実験結果から圧縮の場合と同様に2次放物線 $\sigma_t = \sigma_{ct} \epsilon_t / \epsilon_{ct} \cdot (2 - \epsilon_t / \epsilon_{ct})$ で表わす方が妥当であるとする。

一方、桁破壊時の引張部コンクリートの応力・ひずみの関係は曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} 以下の範囲ではひび

われ発生時におけるそれと同様であるとみなせるが、破壊曲げモーメントに与える引張部コンクリートの影響は微小であるからこれを無視することができ、またひびわれ発生時における圧縮部コンクリートの応力・ひずみの関係は応力度の小さい場合であるからこれを直線とみなすことができると考える。

5. RC 桁, PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算方法

(1) 計算上の仮定

3章および4章の実験結果に基づき, RC 桁およびPC 桁の設計上の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算に対してつぎのような仮定を行なった。

a) 破壊曲げモーメント

① 断面は平面を保持する。すなわち, 維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。

② コンクリートの引張応力は無視する。

③ コンクリートの圧縮応力の分布は2次放物線形と長方形との組み合わせとし, コンクリートの最大圧縮応力は材令 28 日における圧縮強度 σ_{cB} とする。

④ コンクリートの最大圧縮ひずみは曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} とし, 圧縮塑性係数 r は 0.6 とする。

⑤ 鉄筋およびPC 鋼材の応力度はその位置におけるコンクリートひずみと, それぞれの応力・ひずみ曲線とから求める。

b) ひびわれ曲げモーメント

① 断面は平面を保持する。

② コンクリートの圧縮応力の分布は三角形とする。

③ コンクリートの引張応力の分布は2次放物線形と長方形との組み合わせとし, コンクリートの最大引張応力は材令 28 日または所定材令における引張強度 σ_{ct} とする。

④ コンクリートの最大引張ひずみは曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} とし, 引張塑性係数 r_t は 0.65 とする。

⑤ 鉄筋およびPC 鋼材の応力度は弾性範囲内にあるものとし, ヤング係数は鉄筋の場合 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, PC 鋼材の場合 $2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とする。

c) コンクリートの力学的諸元 RC 桁, PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算に必要なコンクリートの力学的諸元は 表-11 のとお

表-11 コンクリートの力学的諸元

圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	200	300	400	500	600
ヤング係数 E_c (t/cm ²)	260	300	340	370	400
曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} (%)	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30
圧縮塑性係数 r	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
引張強度 σ_{ct} (kg/cm ²)	24	29	34	40	45
曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} (%)	0.0225	0.0245	0.0265	0.0285	0.0305
引張塑性係数 r_t	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

りとする。

d) 鉄筋およびPC 鋼材の応力・ひずみ曲線 鉄筋およびPC 鋼材の応力・ひずみ曲線は引張試験を行なって求めるのを原則とする。試験を行なわない場合には表-12に示す値を用いてもよい。表において σ_{sB} , σ_{pB} は引張強度, σ_{sy} , σ_{py} は降伏点応力度, ϵ_s , ϵ_p は任意のひずみ, σ_s , σ_p は任意の応力度, ϵ_{sy}' , ϵ_{sy} は降伏点ひずみの始点および終点, ϵ_{py} は降伏点ひずみ, ϵ_{se} , ϵ_{pe} は弾性限ひずみ, σ_{se} , σ_{pe} は弾性限応力度(降伏点応力度の80%)である。表は, 多くの試験成績と規格値とを参照して安全側にそれぞれの値を決定したものである。

(2) 破壊曲げモーメントの計算方法

a) 記号 破壊曲げモーメントの計算に用いた記号

表-12(a) 鉄筋の応力・ひずみの関係

SS 41 級鉄筋 $\sigma_{sB}=41 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy}=28 \text{ kg/mm}^2$		SS 50 級鉄筋 $\sigma_{sB}=50 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy}=32 \text{ kg/mm}^2$		ねじり棒鋼 40/50 $\sigma_{sB}=50 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy}=40 \text{ kg/mm}^2$	
ϵ_s (%)	σ_s (kg/mm ²)	ϵ_s (%)	σ_s (kg/mm ²)	ϵ_s (%)	σ_s (kg/mm ²)
0	0	0	0	0	0
0.05	10.5	0.05	10.5	0.05	10.5
0.10	21.0	0.10	21.0	0.10	21.0
$\epsilon_{sy}'=0.1333$	$\sigma_{sy}=28.0$	$\epsilon_{sy}'=0.1524$	$\sigma_{sy}=32.0$	$\epsilon_{se}=0.1524$	$\sigma_{se}=32.0$
0.20	28.0	0.20	32.0	0.20	35.5
0.30	28.0	0.30	32.0	0.30	38.8
0.40	28.0	0.40	32.0	$\epsilon_{sy}=0.3905$	$\sigma_{sy}=40.0$
0.50	28.0	0.50	32.0	0.40	40.1
0.75	28.0	0.75	32.0	0.50	40.8
1.0	28.0	1.0	32.0	0.75	42.2
1.5	28.0	1.5	32.0	1.0	43.3
2.0	28.0	$\epsilon_{sy}=2.0$	$\sigma_{sy}=32.0$	1.5	44.0
$\epsilon_{sy}=2.5$	$\sigma_{sy}=28.0$	2.5	34.6	2.0	46.3
3.0	29.9	3.0	36.4	2.5	47.2
3.5	31.3	3.5	37.7	3.0	48.0
4.0	32.2	4.0	38.9	3.5	48.6
5.0	33.8	5.0	40.8	4.0	49.2
				5.0	49.8

表-12(b) PC 鋼線の応力・ひずみの関係

PC 鋼線 $\phi 5$ $\sigma_{pB}=165 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=145 \text{ kg/mm}^2$		PC 鋼線 $\phi 7$ $\sigma_{pB}=155 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=135 \text{ kg/mm}^2$	
ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)
0	0	0	0
0.25	50	0.25	50
0.5	100	0.5	100
$\epsilon_{pe}=0.58$	$\sigma_{pe}=116$	$\epsilon_{pe}=0.54$	$\sigma_{pe}=108$
0.75	136	0.75	130
$\epsilon_{py}=0.925$	$\sigma_{py}=145$	$\epsilon_{py}=0.875$	$\sigma_{py}=135$
1.0	146	1.0	137
1.5	153	1.5	143
2.0	157	2.0	147
2.5	160	2.5	150
3.0	162	3.0	152
3.5	164	3.5	153
4.0	165	4.0	154
4.5	165	4.5	155

表-12(c) PC 鋼棒の応力・ひずみの関係

PC 鋼棒 第1種 $\sigma_{pB}=80 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=65 \text{ kg/mm}^2$		PC 鋼棒 第2種 $\sigma_{pB}=95 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=80 \text{ kg/mm}^2$		PC 鋼棒 第3種 $\sigma_{pB}=110 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=95 \text{ kg/mm}^2$		PC 鋼棒 第4種 $\sigma_{pB}=125 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{py}=110 \text{ kg/mm}^2$	
ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ϵ_p (%)	σ_p (kg/mm ²)
0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	50	0.25	50	0.25	50	0.25	50
$\epsilon_{pe}=0.26$	$\sigma_{pe}=52$	$\epsilon_{pe}=0.32$	$\sigma_{pe}=64$	$\epsilon_{pe}=0.38$	$\sigma_{pe}=76$	$\epsilon_{pe}=0.44$	$\sigma_{pe}=88$
0.5	65	0.5	78	0.5	88	0.5	96
$\epsilon_{py}=0.525$	$\sigma_{py}=65$	$\epsilon_{py}=0.6$	$\sigma_{py}=80$	$\epsilon_{py}=0.675$	$\sigma_{py}=95$	—	—
0.75	68	0.75	82	0.75	96	$\epsilon_{py}=0.75$	$\sigma_{py}=110$
1.0	70	1.0	84	1.0	99	1.0	113
1.5	73	1.5	87	1.5	102	1.5	116
2.0	75	2.0	90	2.0	104	2.0	119
2.5	77	2.5	92	2.5	106	2.5	121
3.0	78	3.0	93	3.0	108	3.0	123
3.5	79	3.5	94	3.5	109	3.5	124
4.0	79	4.0	95	4.0	110	4.0	125
5.0	80	5.0	95	5.0	110	5.0	125

はつぎのとおりである。

- b : 突縁の有効幅
- b_y : 中立軸から距離 y における幅
- b_0 : 腹部の幅
- d : 有効高さ
- sd : 突縁の厚さ
- $a_s'd$: 上縁から圧縮鉄筋までの距離
- $a_s d$: 下縁から引張鉄筋までの距離
- $a_p d$: 下縁から PC 鋼材までの距離
- A_s' : 圧縮鉄筋断面積
- A_s : 引張鉄筋断面積
- A_p : PC 鋼材断面積
- $p_s' = A_s' / bd$: 圧縮鉄筋比
- $p_s = A_s / bd$: 引張鉄筋比
- $p_p = A_p / bd$: PC 鋼材比
- $x = kd$: 上縁から中立軸までの距離
- ϵ_{cB} : コンクリートの曲げ圧縮極限ひずみ
- ϵ_s' : 圧縮鉄筋のひずみ
- ϵ_s : 引張鉄筋のひずみ
- ϵ_p : PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pe} = \sigma_{pe} / E_p$: 有効プレストレスによる PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c$: 有効プレストレスによる PC 鋼材位置コンクリートのひずみ
- $\bar{\epsilon}_p$: $\epsilon_{cpe} = 0$ を基準にした PC 鋼材のひずみの変化
- σ_{cB} : コンクリートの圧縮強度
- σ_{cy} : 中立軸から距離 y におけるコンクリートの圧縮応力度
- σ_{pe} : PC 鋼材の有効プレストレス
- σ_{cpe} : 有効プレストレスによる PC 鋼材位置のコンクリート応力度
- E_c : コンクリートのヤング係数

- E_p : PC 鋼材のヤング係数
- C : コンクリートの圧縮力
- C_s : 鉄筋の圧縮力
- T_s : 鉄筋の引張力
- T_p : PC 鋼材の引張力
- y_c' : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離
- y_s' : 中立軸から圧縮鉄筋までの距離
- y_s : 中立軸から引張鉄筋までの距離
- y_p : 中立軸から PC 鋼材までの距離
- α : コンクリートの圧縮力に関する係数
- β : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離に関する係数
- r : 圧縮塑性係数
- M_B : 破壊曲げモーメント

b) 一般の場合

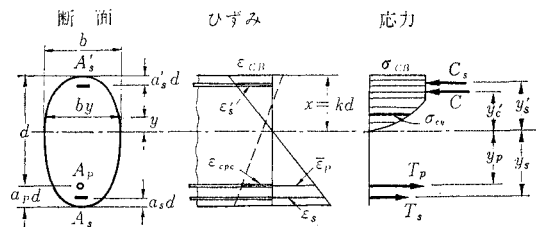
図-27 より

$$C = \alpha kbd \sigma_{cB} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \int_0^{1b_y} \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} dz, \quad z = \frac{y}{x} \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} &= \frac{2}{r} z - \frac{1}{r^2} z^2 \quad (z=0 \sim r) \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} &= 1 \quad (z=r \sim 1) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1')$$

$$C_s = p_s' bd \sigma_s', \quad p_s' = A_s' / bd \dots \dots \dots (2)$$

図-27



$$\epsilon_s' = \frac{k - a_s'}{k} \cdot \epsilon_{cB} \dots\dots\dots(2')$$

$$T_s = p_s b d \sigma_s, p_s = A_s / b d \dots\dots\dots(3)$$

$$\epsilon_s = \frac{1 - k + (a_p - a_s)}{k} \cdot \epsilon_{cB} \dots\dots\dots(3')$$

$$T_p = p_p b d \sigma_p, p_p = A_p / b d \dots\dots\dots(4)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_p &= \epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe} + \bar{\epsilon}_p \\ \epsilon_{pe} &= \sigma_{pe} / E_p, \epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c, \\ \bar{\epsilon}_p &= (1 - k) / k \cdot \epsilon_{cB} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4')$$

式(4')において ϵ_{cpe} は ϵ_p にくらべて微小であるから省略してもよい。

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から

$$k = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p_s' \sigma_s'}{\sigma_{cB}} \right) \dots\dots\dots(5)$$

k の算出は一般にトライアル法によらなければならない。まず k の値を仮定して式(2'),(3') および(4') から ϵ_s', ϵ_s および ϵ_p を求め、鉄筋およびPC鋼材の応力・ひずみ曲線の関係から σ_s', σ_s および σ_p を求める。それらを式(5)に代入して k の第1近似値を求める。この計算をくり返して仮定値と計算値が一致するまで行ない k を求める。

破壊曲げモーメント M_B は、 k が求められれば次式によって計算することができる。

$$M_B = C y_c + C_s y_s' + T_s y_s + T_p y_p \dots\dots\dots(6)$$

$$\left. \begin{aligned} y_c &= \beta k d, \beta = \frac{1}{\alpha} \int_0^1 \frac{b y}{b} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} \cdot z dz \\ y_s' &= (k - a_s') d \\ y_s &= (1 - k + a_p - a_s) d \\ y_p &= (1 - k) d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6')$$

また、 M_B はつぎのいずれかの式によっても計算することができる。

$$\begin{aligned} \frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} &= \alpha \beta k^2 - \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p_s' \sigma_s'}{\sigma_{cB}} \right) k \\ &+ \left[\frac{p_s \sigma_s (1 + a_p - a_s)}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p_s' \sigma_s' a_s'}{\sigma_{cB}} \right] \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

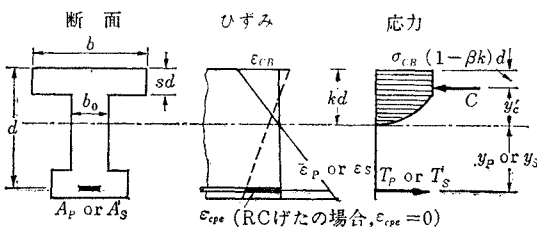
または

$$\begin{aligned} \frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} &= \left[\frac{p_s \sigma_s (1 + a_p - a_s)}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p_s' \sigma_s' a_s'}{\sigma_{cB}} \right] \\ &- \frac{1 - \beta}{\alpha} \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p_s' \sigma_s'}{\sigma_{cB}} \right)^2 \dots\dots\dots(7') \end{aligned}$$

c) 単鉄筋長方形およびT形断面の場合(図-28)

① PC桁の場合:

図-28



$$C = \alpha k b d \sigma_{cB} \dots\dots\dots(1)$$

$$T_p = p_p b d \sigma_p, p_p = A_p / b d \dots\dots\dots(4)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_p &= \epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe} + \bar{\epsilon}_p \text{ または } \epsilon_{pe} + \bar{\epsilon}_p \\ \epsilon_{pe} &= \sigma_{pe} / E_p, \epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c, \bar{\epsilon}_p = (1 - k) / k \cdot \epsilon_{cB} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4')$$

$C = T$ の条件より

$$k = \frac{p_p \sigma_p}{\alpha \sigma_{cB}} \dots\dots\dots(8)$$

また、式(4')と式(8)より

$$p_p = \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_p} \cdot \frac{1}{1 + \bar{\epsilon}_p / \epsilon_{cB}} \dots\dots\dots(9)$$

p_p が既知の場合に k を求めるにはつぎのように行なう。 k を仮定して式(4')から ϵ_p を求めるか、または直接 ϵ_p を仮定して式(9)から σ_p を求め、仮定した ϵ_p と計算した σ_p の関係がPC鋼材の応力・ひずみ曲線の関係と一致するまでくり返し計算を行なうか、あるいは図式に応力・ひずみ曲線との交点を求めるかして σ_p と ϵ_p の値を決定し、式(4')または(8)から k を求める。

破壊曲げモーメント M_B はつぎのいずれかの式から計算することができる。

$$M_B = C(y_c' + y_p) \text{ または } T(y_c' + y_p) \dots\dots\dots(10)$$

$$y_c' + y_p = (1 - \beta) d \dots\dots\dots(10')$$

$$\frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} = \alpha \beta k^2 - \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} \cdot k + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} \dots\dots\dots(11)$$

または

$$\frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} = \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{(1 - \beta)}{\alpha} \left(\frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} \right)^2 \dots\dots\dots(11')$$

② RC桁の場合: RC桁の場合には、各式の添字 p を s に代え、さらに式(4')および(9)の代わりにつぎの各式を使用し、 k または ϵ_s を仮定してPC桁の場合と同様に計算すればよい。

$$\epsilon_s = \frac{1 - k}{k} \cdot \epsilon_{cB} \dots\dots\dots(12)$$

$$p_s = \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_s} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_{sy} / \epsilon_{cB}} \dots\dots\dots(13)$$

SS41級およびSS50級の降伏点が見えな鉄筋を用いた場合で、桁破壊時の鉄筋応力度が降伏点応力度 σ_{sy} と等しい範囲にあり、さらに中立軸が上部実縁内に入る場合には k の計算は簡単になる。

いま、桁破壊時における鉄筋ひずみが ϵ_{sy}' および ϵ_{sy} になる鉄筋比をそれぞれ p_0' および p_0 とすれば式(13)から

$$\left. \begin{aligned} p_0' &= \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_{sy}} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_{sy}' / \epsilon_{cB}} \\ p_0 &= \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_{sy}} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_{sy} / \epsilon_{cB}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

もし、使用鉄筋比 p_s が $p_0 \leq p_s \leq p_0'$ の範囲にあれば、鉄筋応力度は σ_{sy} となるから k は次式により求めることができる。

$$k = \frac{p_s \sigma_{sy}}{\alpha \sigma_{cB}} \dots\dots\dots (15)$$

また、 $p_s > p_0'$ の場合には鉄筋応力度は弾性範囲にあり、式(13)の σ_s の値をRC桁の場合の式(8)に代入すれば

$$k = \frac{E_s \epsilon_{cB}}{2} \cdot \frac{p_s}{\alpha \sigma_{cB}} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{E_s \epsilon_{cB}} \cdot \frac{\alpha \sigma_{cB}}{p_s}} \right) \dots\dots\dots (16)$$

なる関係式を得、これより k を求めることができる。ねじり棒鋼のように降伏点が明瞭でない鉄筋を使用した場合には

$$p_s \geq \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_{se}} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_{se} / \epsilon_{cB}}$$

の範囲にあれば式(16)から k を求めることができる。ただし、 σ_{se} 、 ϵ_{se} は鉄筋の弾性限度応力度およびひずみである。

d) α および β α および β の値は断面の形状および中立軸の位置によってつぎのようになる。

① 長方形断面またはT形およびI形断面において中立軸が上部突縁内にある場合：

$$k \leq s, \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} \geq \left(\frac{1}{s} - 1 \right) \\ \alpha = 0.800 \dots\dots\dots (17)$$

$$\beta = 0.588 \dots\dots\dots (17')$$

② T形およびI形断面において中立軸が腹部にある場合：

(i) 上部突縁の一部分が塑性域の場合：

$$\left[s < k < \frac{s}{1-r}, \left(\frac{1}{s} - 1 \right) > \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} > \left(\frac{1-r}{s} \right) \right] \\ \alpha = 0.800 - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1.667 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 - 0.926 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 \right] \dots\dots\dots (18)$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \left\{ 0.470 - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1.111 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 - 0.694 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^4 \right] \right\} \dots\dots\dots (18')$$

(ii) 上部突縁全体が塑性域の場合：

$$\left[\frac{s}{1-r} \leq k, \left(\frac{1-r}{s} \right) \geq \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} \right] \\ \alpha = 0.800 \cdot \frac{b_0}{b} + \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \cdot \frac{s}{k} \dots\dots\dots (19) \\ \beta = \frac{1}{\alpha} \left\{ 0.470 \cdot \frac{b_0}{b} + 0.5 \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1 - \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 \right] \right\} \dots\dots\dots (19')$$

桁の破壊時における中立軸の位置は、一般に上部突縁内にあるか、または突縁からはずれてもわずかであるから、長方形断面の場合の α および β を用いて破壊曲げモーメントの計算を行なっても実用上は十分である。

(3) ひびわれ曲げモーメントの計算方法

a) 記号 ひびわれ曲げモーメントの計算に用いた諸記号はつぎのとおりである。

- b_0 : 腹部の幅
- $b_{y'}$: 中立軸から距離 y' における幅
- b_y : 中立軸から距離 y における幅
- $(1+\zeta)b_0$: 上部突縁の有効幅
- $(1+\xi)b_0$: 下部突縁の有効幅
- h : 桁高
- th : 上部突縁の厚さ
- uh : 下部突縁の厚さ
- $a_s'h$: 上縁から圧縮鉄筋までの距離
- $a_s h$: 下縁から引張鉄筋までの距離
- $a_p h$: 下縁からP C鋼材までの距離
- A_s' : 圧縮鉄筋断面積
- A_s : 引張鉄筋断面積
- A_p : P C鋼材断面積
- $p_s' = A_s' / b_0 h$: 圧縮鉄筋比
- $p_s = A_s / b_0 h$: 引張鉄筋比
- $p_p = A_p / b_0 h$: P C鋼材比
- $x = kh$: 上縁から中立軸までの距離
- ϵ_c' : コンクリートの上縁のひずみ
- ϵ_{ct} : コンクリートの曲げ引張極限ひずみ
- ϵ_s' : 圧縮鉄筋のひずみ
- ϵ_s : 引張鉄筋のひずみ
- ϵ_p : P C鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pe} = \sigma_{pe} / E_p$: 有効プレストレスによるP C鋼材のひずみ
- $\epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c$: 有効プレストレスによるP C鋼材位置コンクリートのひずみ
- $\bar{\epsilon}_p$: $\epsilon_{cpe} = 0$ を基準にしたP C鋼材のひずみの変化
- σ_c : コンクリートの上縁の応力度
- σ_{ct} : コンクリートの引張強度
- $\sigma_{cy'}$: 中立軸から距離 y' におけるコンクリートの圧縮応力度
- σ_{cy} : 中立軸から距離 y におけるコンクリートの引張応力度
- σ_{pe} : P C鋼材の有効プレストレス
- σ_{cpe} : 有効プレストレスによるP C鋼材位置のコンクリート応力度
- E_c : コンクリートのヤング係数
- $E_s = n_s E_c$: 鉄筋のヤング係数
- $E_p = n_p E_c$: P C鋼材のヤング係数
- C : コンクリートの圧縮力
- C_s : 鉄筋の圧縮力
- T_c : コンクリートの引張力
- T_s : 鉄筋の引張力
- T_p : P C鋼材の引張力
- y_c' : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離

- y_s' : 中立軸から圧縮鉄筋までの距離
- y_c : 中立軸からコンクリートの引張力の作用点までの距離
- y_s : 中立軸から引張鉄筋までの距離
- y_p : 中立軸からP C鋼材までの距離
- α' : コンクリートの圧縮力に関する係数
- β' : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離に関する係数
- α_t : コンクリートの引張力に関する係数
- β_t : 中立軸からコンクリートの引張力の作用点までの距離に関する係数
- r_t : 引張塑性係数
- M_{cr} : ひびわれ曲げモーメント

$$\left. \begin{aligned} A &= \alpha' - \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} \\ B &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} + 0.5 [n_s (p_s' + p_s) + n_p p_p \mu] \\ C &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} + n_s p_s' a_s' + n_s p_s (1 - a_s) \\ &\quad + n_p p_p (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25')$$

k の計算は、一般にはトライアル法によらなければならない。

ひびわれ曲げモーメント M_{cr} は、 k が求めれば次式によって計算することができる。

$$M_{cr} = C y_c' - C_s y_s' + T_c y_c + T_s y_s + T_p y_p \dots\dots\dots (26)$$

$$\left. \begin{aligned} y_c' &= \beta' k h, \quad \beta' = \frac{1}{\alpha'} \int_0^1 \frac{b_{y'}}{b_0} z'^2 dz' \\ y_s' &= (k - a_s') h \\ y_c &= \beta_t (1 - k) h, \quad \beta_t = \frac{1}{\alpha_t} \int_0^1 \frac{b_y}{b_0} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} \cdot z dz \\ y_s &= (1 - k - a_s) h \\ y_p &= (1 - k - a_p) h \end{aligned} \right\} (26)$$

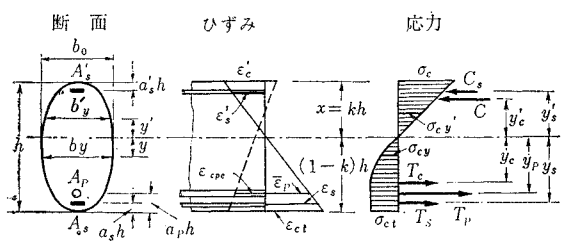
また、 M_{cr} は次式によっても計算することができる。

$$\frac{M_{cr}}{b_0 h^2 \sigma_{ct}} = \frac{\alpha' \beta' E_c \epsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{k^3}{1 - k} + \frac{n_s p_s' E_c \epsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{(k - a_s')^2}{1 - k} + \alpha_t \beta_t (1 - k)^2 + \frac{n_s p_s E_c \epsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{(1 - k - a_s)^3}{1 - k} + \frac{n_p p_p E_c \epsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \left(\mu - \frac{a_p}{1 - k} \right) (1 - k - a_p) \dots\dots\dots (27)$$

㉞) 一般の場合 図-29 より

$$C = \alpha' k b_0 h \sigma_c \dots\dots\dots (20)$$

図-29



$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= \int_0^1 \frac{b_{y'}}{b_0} \cdot \frac{\sigma_{cy'}}{\sigma_c} dz' = \int_0^1 \frac{b_{y'}}{b_0} \cdot z' dz', \quad z' = \frac{y'}{x} \\ \sigma_c' &= E_c \epsilon_c', \quad \epsilon_c' = \frac{k}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20')$$

$$C_s = p_s' b_0 h \sigma_s', \quad p_s' = A_s' / b_0 h \dots\dots\dots (21)$$

$$\sigma_s' = E_s \epsilon_s', \quad \epsilon_s' = \frac{k - a_s'}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct}, \quad E_s = n_s E_c \dots\dots\dots (21')$$

$$T_c = \alpha_t (1 - k) b_0 h \sigma_{ct} \dots\dots\dots (22)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_t &= \int_0^1 \frac{b_y}{b_0} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} \cdot dz, \quad z = \frac{y}{h - x} \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} &= \frac{2}{r_t} z - \frac{1}{r_t^2} z^2 \quad (z = 0 \sim r_t) \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} &= 1 \quad (z = r_t \sim 1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22')$$

$$T_s = p_s b_0 h \sigma_s, \quad p_s = A_s / b_0 h \dots\dots\dots (23)$$

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s, \quad \epsilon_s = \frac{1 - k - a_s}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct}, \quad E_s = n_s E_c \dots\dots\dots (23')$$

$$T_p = p_p b_0 h \sigma_p, \quad p_p = A_p / b_0 h \dots\dots\dots (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= E_p \epsilon_p, \quad \epsilon_p = \left(\mu - \frac{a_p}{1 - k} \right) \epsilon_{ct}, \quad E_p = n_p E_c \\ \mu &= 1 + \frac{\epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe}}{\epsilon_{ct}}, \quad \epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p}, \quad \epsilon_{cpe} = \frac{\sigma_{cpe}}{E_c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24')$$

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から

$$k = \frac{B}{A} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{A \cdot C}{B^2}} \right) \dots\dots\dots (25)$$

㉟) 単鉄筋長方形、T形およびI形断面の場合(図-30)

① P C桁の場合:

$$C = \alpha' k b_0 h \sigma_c \dots\dots\dots (20)$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c', \quad \epsilon_c' = \frac{k}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct} \dots\dots\dots (20')$$

$$T_c = \alpha_t (1 - k) b_0 h \sigma_{ct} \dots\dots\dots (22)$$

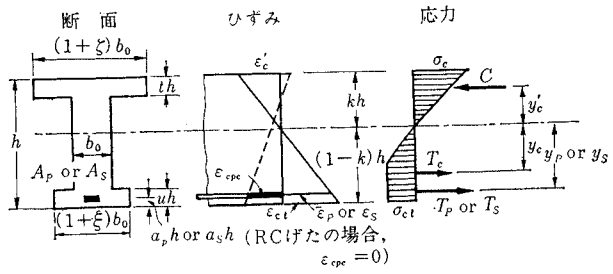
$$T_p = p_p b_0 h \sigma_p, \quad p_p = A_p / b_0 h \dots\dots\dots (24)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= E_p \epsilon_p, \quad \epsilon_p = \left(\mu - \frac{a_p}{1 - k} \right) \epsilon_{ct}, \quad E_p = n_p E_c \\ \mu &= 1 + \frac{\epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe}}{\epsilon_{ct}}, \quad \epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p}, \quad \epsilon_{cpe} = \frac{\sigma_{cpe}}{E_c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24')$$

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から

$$k = \frac{B}{A} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{A \cdot C}{B^2}} \right) \dots\dots\dots (25)$$

図-30



$$\left. \begin{aligned} A &= \alpha' - \alpha_t \cdot \gamma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} \\ B &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} + 0.5 n_p p_p \mu \\ C &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} + n_p p_p (\mu - \alpha_p) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25')$$

また、 p_p と k との関係は次式で表わされる。

$$p_p = \frac{\left(\alpha' - \alpha_t \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \right) k^2 - \alpha_t \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \cdot (1-2k)}{n_p [\mu(1-k) - \alpha_p]} \dots\dots\dots (28)$$

一般に、 α' 、 α_t の値は断面形状、 k などによって変化し p_p が既知の場合に式 (25) または (28) から直接 k を計算することは困難であるからトライアル法によるのが便利である。

ひびわれ曲げモーメント M_{cr} はつぎのいずれかの式から計算することができる。

$$M_{cr} = C y_c' + T_c y_c + T_p y_p \dots\dots\dots (29)$$

$$\left. \begin{aligned} y_c' &= \beta' k h \\ y_c &= \beta_t (1-k) h \\ y_p &= (1-k - \alpha_p) h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29')$$

または、

$$\frac{M_{cr}}{b_0 h^2 \sigma_{ct}} = \frac{\alpha' \beta' E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{k^3}{1-k} + \alpha_t \beta_t (1-k)^2 + \frac{n_p p_p E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \left(\mu - \frac{\alpha_p}{1-k} \right) (1-k - \alpha_p) \dots\dots\dots (30)$$

② RC 桁の場合：RC 桁の場合は、各式の添字 p を s に代え、 $\mu=1$ として PC 桁の場合と同様の計算を行えばよい。

d) α' 、 α_t および β' 、 β_t

① 長方形断面の場合：

$$\alpha' = 1/2, \alpha_t = 0.783 \dots\dots\dots (31)$$

$$\beta' = 2/3, \beta_t = 0.593 \dots\dots\dots (31')$$

この場合は式 (25') はつぎのようになり、 k は式 (25) により直接計算できる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5 n_p p_p \mu \\ C &= 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p p_p (\mu - \alpha_p) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (32)$$

② T 形断面の場合：

$$\alpha' = \frac{1}{2} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right], \alpha_t = 0.783 \dots\dots (33)$$

$$\beta' = \frac{1}{3 \alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right], \beta_t = 0.593 \dots\dots (33')$$

この場合は式 (25'') はつぎのようになり、 k は式 (25) により直接計算できる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.5 \zeta t + 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5 n_p p_p \mu \\ C &= 0.5 \zeta t^2 + 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p p_p (\mu - \alpha_p) \end{aligned} \right\} (34)$$

③ I 形断面において中立軸が腹部にある場合：

(i) 下部突縁全体が塑性域の場合：

$$\left. \begin{aligned} & \left[u/1 - \gamma_t \leq 1 - k, \frac{1 - \gamma_t}{u} - 1 \geq \sigma_c / E_c \varepsilon_{ct} \right] \\ \alpha' &= \frac{1}{2} \left[(1 + \zeta) - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right], \\ \alpha_t &= 0.783 + \xi \cdot \frac{u}{1 - k} \dots\dots\dots (35) \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \beta' &= \frac{1}{3 \alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right], \\ \beta_t &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ 0.465 + 0.5 \xi \left[1 - \left(1 - \frac{u}{k} \right)^2 \right] \right\} \dots\dots (35') \end{aligned} \right\}$$

この場合は式 (25'') はつぎのようになり、 k は式 (25) により直接計算できる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 + 0.783 \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.5 \zeta t + (0.783 + 0.5 \xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5 n_p p_p \mu \\ C &= 0.5 \zeta t^2 + (0.783 + \xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p p_p (\mu - \alpha_p) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (36)$$

(ii) 下部突縁の一部が塑性域の場合：

$$\left. \begin{aligned} & \left[u < 1 - k < u/1 - \gamma_t, \left(\frac{1}{u} - 1 \right) > \sigma_c / E_c \varepsilon_{ct} > \left(\frac{1 - \gamma_t}{u} - 1 \right) \right] \\ \alpha' &= \frac{1}{2} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right] \\ \alpha_t &= 0.783 (1 + \xi) - \xi \left[1.538 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^2 - 0.789 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 \right] \dots\dots (37) \\ \beta' &= \frac{1}{3 \alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right] \\ \beta_t &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ 0.465 (1 + \xi) - \xi \left[1.026 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 - 0.592 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^4 \right] \right\} \dots\dots (37') \end{aligned} \right\}$$

この場合はトライアル法によって k を求めるのが便利である。

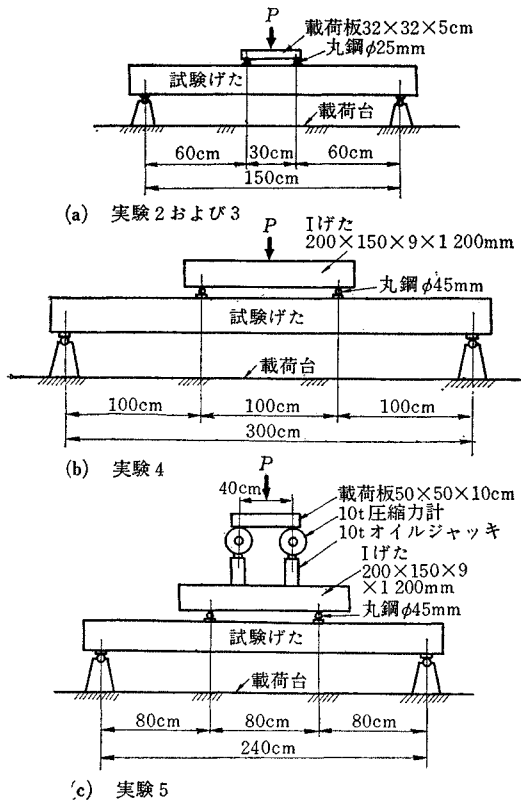
一般に、RC 桁および PC 桁のひびわれ発生時における状態は①、②および③の (i) の場合が普通であって、簡単にひびわれ曲げモーメントを求めることができる。

6. RC 桁、PC 桁の破壊およびひびわれに関する実験

(1) 概 説

本章は、RC 桁、PC 桁の破壊およびひびわれに関する実験的研究であって、4章で述べた実験 2,3 および 4 で用いた試験桁の外にさらにスパン 2.4 m の I 形 RC 桁 8 本の合計 32 本の試験桁について曲げ試験を行ない、破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの実測結果と計算値との比較検討、破壊およびひびわれ

図-31 曲げ試験装置



の性状に関する考察，ならびに切削ねじによる鉄筋，PC鋼棒の接続，ねじり棒鋼の重ね継手などについて検討したものである。

(2) 実験方法

曲げ試験は 図-31 に示すように，実験2および3では容量 200 t のアムスラー型万能試験機を使用，スパン 1.5 m，載荷点間距離 30 cm の2点荷重，実験 4 では容量 800 000 lb のテコ式万能試験機を使用し，スパン 3.0 m，3等分2点荷重，また実験5ではテコ式万能試験機を利用し，容量 10 t のオイルジャッキと圧縮力計それぞれ2台を使用，スパン 2.4 m，3等分2点荷重として行ない，桁のひびわれ荷重，破壊荷重を測定するとともに，一定荷重間隔ごとにスパン中央断面のコンクリートおよび鉄筋，PC鋼棒などのひずみ，スパン中央のたわみおよびひびわれの成長状況などを観測した。

荷重の間隔は，実験2のRC桁，実験3のPC桁，実験4のRC桁および実験5のRC桁では 500 kg，実験4のPC桁では 1 t としたが，実験4および5ではくり返し荷重として，その影響についても調べた。ひびわれの成長状況については，実験2および3では桁側面のひびわれ発生位置，成長状況などを追跡するとどめたが，実験4および5ではさらにひびわれの幅，間隔および本数などの詳細な観測を行なった。ひびわれ幅の測定位置は，RC桁では引張鉄筋の位置，PC桁では底面から約 10 mm のところとした。なお，ひずみ，たわみおよびひびわれ幅の測定にはそれぞれ静的電気ひずみ計，

表-13 RC桁の M_{cr} および M_B

桁番号	断面	鉄筋の種類	有効高さ d (cm)	鉄筋比 $p = A_s/bd$ (%)	コンクリート 圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄筋降伏点 σ_{sy} (kg/mm ²)	曲げモーメント		比 M_B/M_{cr}	備 考
							M_{cr} (t·m)	M_B (t·m)		
1-1	長方形	丸 鋼	16.0	2.36	226	33.0	0.50	2.60	5.2	
1-2	"	"	15.9	4.02	244	31.8	0.74	2.96	4.0	
1-3	"	"	16.0	4.73	251	29.3	0.77	3.17	4.1	
1-4	"	"	14.6	6.47	280	33.3	0.83	3.74	4.5	
1-5	"	"	14.6	6.47	300	31.8	0.80	3.77	4.7	
1-6	"	"	14.6	7.77	320	33.2	0.83	4.28	5.2	
1-7	"	"	14.3	8.89	353	35.1	0.95	4.50	4.7	
1-8	"	"	14.6	8.65	378	35.7	1.04	5.05	4.9	
1-9	"	"	14.3	8.89	411	33.4	1.01	5.09	5.0	
1-10	"	"	14.3	8.89	452	31.5	1.07	5.60	5.2	
1-11	"	"	14.6	7.77	530	32.2	1.01	5.99	5.9	
1-12	"	"	16.3	2.71	287	29.9	0.65	3.17	4.9	
3-1	I形	丸 鋼	19.0	1.33	410	29.5	1.13	4.21	3.7	
3-2	"	"	19.0	1.33	408	29.5	1.16	4.25	3.7	カップラー継手
3-3	T形	"	21.0	0.516	416	29.5	0.87	4.72	3.1	
3-4	"	異形丸鋼	22.0	0.504	408	33.0	0.93	3.22	3.5	端フックなし
4-1	I形	丸 鋼	21.5	0.719	208	33.0	(0.66) 0.906	3.14	(4.8)	
4-2	"	異形丸鋼	21.5	0.708	208	34.0	0.682	3.29	4.8	端フックなし
4-3	"	ねじり棒鋼	21.5	0.708	208	46.8	0.706	4.56	6.5	"
4-4	"	丸 鋼	21.5	0.719	308	33.0	0.706	3.02	5.8	
4-5	"	異形丸鋼	21.5	0.708	308	34.0	0.710	3.76	5.3	端フックなし
4-6	"	ねじり棒鋼	21.5	0.708	308	46.8	0.910	4.84	5.3	"
4-10	"	"	21.5	0.708	353	46.8	0.702	4.92	7.0	重ね継手 $l=48$ cm
平均									4.8	

注) かつこ内の値は推定値

表-14 PC 桁の M_{cr} および M_B

桁番号	断面	有効高さ d (cm)	鉄筋比 $p=A_p/bd$ (%)	コンクリート 圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	有効プレ ストレス P_e (t)	曲げモーメント		比 M_B/M_{cr}	備 考
						M_{cr} (t·m)	M_B (t·m)		
2-1	長方形	13.4	2.84	530	21.17	2.11	3.61	1.7	
2-2	〃	13.9	2.73	520	17.44	1.66	3.46	2.1	
2-3	T形	13.7	1.39	539	21.62	2.57	5.09	2.0	
2-4	〃	14.1	1.35	513	17.90	2.12	4.49	2.1	
2-5	〃	14.2	0.892	474	21.51	2.57	5.78	2.2	
2-6	〃	13.2	0.960	452	18.28	2.27	5.09	2.2	
3-5	I形	21.5	0.589	434	21.62	5.34	7.39	1.4	
3-6	〃	21.5	0.589	430	21.66	4.99	7.49	1.5	カップラー継手
平均								1.9	

1/100 mm 目盛のダイヤル ゲージおよび 1/40 mm 目盛の測微計を使用した。

(3) 実験結果およびその考察

① 破壊 および ひびわれ曲げモーメント：表-13 および 14 は破壊曲げモーメント M_B および ひびわれ曲げモーメント M_{cr} の実測結果を示したものである。

RC 桁および PC 桁の破壊曲げモーメントとひびわれ曲げモーメントの比 M_B/M_{cr} を比較すれば、表より PC 桁の 1.4~2.2、平均 1.9 に対し、RC 桁では 3.1~7.0、平均 4.8 と 2 倍以上の値を示し、RC 桁は PC 桁よりもひびわれ発生後の載荷能力が大きいことがわかる。

表-15 M_B におよぼす鉄筋種類の影響

コンクリート 圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	破壊曲げモーメント M_B (t·m)				比		備 考
	丸 ①	鋼 ②	異形丸鋼 ③	ねじり棒 ④	②/①	③/①	
208	3.14	3.29	4.56		1.05	1.45	
308	3.02	3.76	4.84		1.24	1.60	
平均					1.14	1.52	
σ_{sy} (kg/cm ²)	33.0	34.0	46.8		1.03	1.42	鉄筋降伏点
σ_{sB} (kg/mm ²)	52.2	54.9	57.5		1.05	1.10	鉄筋強度

表-16 カップラーによる接続具引張試験成績

ねじの種類	母 材	ね じ 部				母 材		ね じ 谷 径 と 母 材 と の 比				
		谷径 (mm)	谷断面積 (mm ²)	降伏点 荷 重 (t)	最大荷重 (t)	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	断面積 A_N/A_O	降 伏 点		引 張 強 さ	
									σ_N/σ_O	P_N/P_O	σ_N/σ_O	P_N/P_O
メートル細目	φ22SS 90 級	19.5	298.6	—	36.2	—	111.9	0.785	—	—	1.08	0.85
メートル並目	φ22SS 41	18.5	268.8	10.0	14.3	29.5	42.5	0.707	1.26	0.89	1.25	0.88

注) 添字 N, O はそれぞれねじ谷径および母材を示す。

表-17 鉄筋および PC 鋼棒の継手の影響

桁番号	種 類			コンクリート 圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄筋比 $p=A/bd$ (%)	ひびわれ曲げモーメント		破壊曲げモーメント	
	桁	鉄筋	継手			M_{cr} (t·m)	比	M_B (t·m)	比
3-1	RC 桁	丸 鋼	なし	410	1.33	1.13	1	4.21	1
3-2	〃	〃	カップラー継手 (メートル並目ねじ)	408	1.33	1.16	1.03	4.25	1.01
3-5	PC 桁	丸 鋼	なし	434	0.589	5.34	1	7.39	1
3-6	〃	〃	カップラー継手 (メートル細目ねじ)	430	0.589	4.99	0.94	7.49	1.01
(4-5) 4-6	RC 桁	ねじり棒鋼	なし	308	0.708	(0.710) 0.910	(1) 1	4.84	1
4-10	〃	〃	重ね継手 $l=48$ cm	353	0.708	0.702	(0.99) 0.77	4.92	1.02
4-11	〃	〃	重ね継手 $l=24$ cm	353	0.708	0.710	(1.00) 0.78	3.11	0.64

注) カッコ内の値は異形丸鋼使用桁 No.4-5 に対する値

図-32

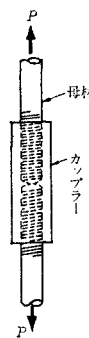


表-15 は M_B におよぼす鉄筋の種類の影響を示したもので、同一断面形で使用鉄筋の強度も同等の実験 5 について丸鋼使用の場合を単位の 1 として異形丸鋼およびねじり棒鋼使用の場合を比較すれば、それぞれ 1.05, 1.24 および 1.45, 1.60 となり M_B は丸鋼使用の場合にくらべて著しく大きい値を示している。これは異形丸鋼およびねじり棒鋼など異形鉄筋の付着強度が丸鋼にくらべて大きいため、異形鉄筋使用の桁ではひびわれが分散して数多く生じ、丸鋼使用の桁のように破壊時にひびわれに

よる応力集中が生じないためと思われる。また、ねじり棒鋼使用の桁は、鉄筋の強度が同等でも、鉄筋の応力・ひずみ曲線がねじり加工によって明瞭な降伏現象を示さなくなること、降伏点応力度が著しく高くなることなどから、普通鉄筋が降伏し始める点を越えたひずみ範囲で大きい引張力が利用されるようになり、したがって桁の破壊荷重も増大し、普通鉄筋使用の場合よりも破壊に対して有利になることがわかる。

カップラー継手の引張試験(図-32)の結果は表-16のとおりであって、PC鋼棒ではメートル細目ねじを用いれば母材の85%以上の耐力を、また鉄筋ではメートル並目ねじでそれ以上の耐力を得られることがわかる。RC桁の破壊時における鉄筋のひずみは4~5%が限度と考えられるが、そのときの応力度は引張強さの85%以下にあるのが普通であるから、鉄筋の継手用ねじとしてはメートル並目ねじで、またPC桁の場合、引張強さの85%に相当する応力度に対するひずみは約1.5~2%であって、この点を考慮に入れて断面設計を行なえばメートル細目ねじで十分実用に供することができると思われる。

表-17は鉄筋およびPC鋼棒の継手として切削ねじによるカップラー継手を用いた場合と継手のない場合の M_B および M_{cr} を比較したもので、ねじり棒鋼を重ね継手として用いた場合についても示した。表よりカップラー継手による影響は認められず、カップラー継手は破壊およびひびわれに対して十分安全であることが確認された。ねじり棒鋼の重ね合せ長さ l はRippen Torstahlに対するドイツ規定²³⁾を参照して $10D$ (D :鉄筋直径)の余裕長さを除いた $l=30D=48\text{cm}$ とその $1/2$ の $l=24\text{cm}$ の2種とした。重ね継手を用いた桁の M_{cr} は継手を用いない桁の $0.910\text{t}\cdot\text{m}$ にくらべて77%、78%と低い値を示しているが、ひびわれ発生時の鉄筋応力度

表-18 実測結果と計算値との比較 (RC 桁)

桁番号	鉄筋種類	実 測 値		弾 性 理 論 計 算 値				著 者 計 算 値				備 考
		M_{cr} (t·m) ①	M_B (t·m) ②	M_{cr} (t·m) ③	比 ③/①	M_B (t·m) ④	比 ④/②	M_{cr} (t·m) ⑤	比 ⑤/①	M_B (t·m) ⑥	比 ⑥/②	
1-1	丸 鋼	0.50	2.60	0.37	0.74	1.97	0.76	0.56	1.12	2.46	0.95	カップラー継手
1-2	〃	0.74	2.96	0.46	0.62	2.35	0.79	0.72	0.97	3.50	1.18	
1-3	〃	0.77	3.17	0.50	0.65	2.52	0.80	0.80	1.04	3.72	1.17	
1-4	〃	0.83	3.74	0.49	0.59	2.47	0.66	0.76	0.91	3.57	0.95	
1-5	〃	0.80	3.77	0.51	0.64	2.64	0.70	0.78	0.97	3.80	1.01	
1-6	〃	0.83	4.28	0.57	0.69	2.89	0.68	0.82	1.00	4.12	0.96	
1-7	〃	0.95	4.50	0.59	0.62	3.11	0.69	0.91	0.96	4.37	0.97	
1-8	〃	1.04	5.05	0.64	0.61	3.46	0.69	0.99	0.95	4.84	0.96	
1-9	〃	1.01	5.09	0.65	0.64	3.62	0.71	0.99	0.98	5.00	0.98	
1-10	〃	1.07	5.60	0.69	0.64	3.99	0.71	1.04	0.97	5.45	0.97	
1-11	〃	1.01	5.99	0.77	0.76	4.78	0.80	1.14	1.13	6.06	1.01	
1-12	〃	0.65	3.17	0.46	0.71	2.61	0.82	0.68	1.05	2.77	0.87	
3-1	丸 鋼	1.13	4.21	0.82	0.72	3.32	0.79	1.08	0.96	4.05	0.96	
3-2	〃	1.16	4.25	0.82	0.71	3.31	0.78	1.07	0.92	4.05	0.95	
3-3	〃	0.87	2.72	0.68	0.78	2.11	0.77	0.86	0.99	2.73	1.00	
3-4	異形丸鋼	0.93	3.22	0.74	0.79	2.63	0.82	0.95	1.02	3.02	0.94	
4-1	丸 鋼	(0.66) 0.906	3.14	0.524	(0.79) 0.58	2.62	0.83	0.719	(1.09) 0.79	2.72	0.86	
4-2	異形丸鋼	0.682	3.29	0.510	0.74	2.61	0.79	0.704	1.03	2.72	0.82	
4-3	ねじり棒鋼	0.706	4.56	0.515	0.73	3.16	0.69	0.705	1.02	4.00	0.88	
4-4	丸 鋼	0.706	3.02	0.654	0.93	2.63	0.87	0.853	1.21	3.07	1.01	
4-5	異形丸鋼	0.710	3.76	0.650	0.92	2.62	0.69	0.825	1.16	3.12	0.83	
4-6	ねじり棒鋼	0.910	4.84	0.666	0.73	3.62	0.75	0.832	0.91	4.29	0.89	
4-10	〃	0.702	4.92	0.716	1.02	4.64	0.74	0.886	1.21	4.38	0.89	
平均					(0.73)		0.75		(1.02)		0.96	重ね継手

注) かつこ内の値は No. 4-1 桁の M_{cr} の推定値に対するもの

表-19 実測結果と計算値との比較 (PC 桁)

桁番号	実 測 値		P C 指 針 に よ る 計 算 値				著 者 計 算 値				備 考	
	M_{cr} (t·m) ①	M_B (t·m) ②	$\bar{\sigma}_{cr}^{(1)}$ (kg/cm ²) ③	$\bar{\sigma}_p^{(2)}$ (kg/cm ²) ④	比 ④/③	$M_B^{(3)}$ (t·m) ⑤	比 ⑤/②	M_{cr} (t·m) ⑥	比 ⑥/①	M_B (t·m) ⑦		比 ⑦/②
2-1	2.11	3.61	83	63	0.76	(3.17) 4.19	(0.88) 1.66	2.15	1.02	3.52	0.98	カップラー継手
2-2	1.66	3.46	45	62	1.38	(3.35) 4.37	(0.97) 1.26	2.00	1.20	3.47	1.00	
2-3	2.57	5.09	74	64	0.86	5.28	1.04	2.67	1.05	4.54	0.89	
2-4	2.12	4.49	43	61	1.42	5.40	1.20	2.45	1.15	4.62	1.08	
2-5	2.57	5.78	31	57	1.64	5.72	0.99	2.98	1.16	5.01	0.87	
2-6	2.27	5.09	57	55	0.97	5.26	1.03	2.39	1.05	4.54	0.89	
3-5	5.34	7.39	63	53	0.84	8.45	1.14	5.43	1.02	7.58	1.03	
3-6	4.99	7.49	49	53	1.08	8.44	1.13	5.40	1.08	7.53	1.00	
平均									1.09		0.97	

注) 1) M_{cr} の実測値から計算したコンクリート曲げ引張強度
 2) 土木学会 PC 指針によるコンクリート曲げ引張強度
 3) No. 2-1, 2-2 桁のかつこ内の値は $M_B=1/3 \cdot b d^2 \sigma_{cB}$ による計算値

は 400 kg/cm² 程度であるからねじり棒鋼と異形丸鋼使の場合に差は生じないはずで、後者の M_{cr} の 0.710 t・m に比較すれば同等の値を示し、重ね継手による影響は認められない。しかし、破壊に対しては、 $l=48$ cm の場合は継手をを用いない場合と同等の値が得られているのに対し、 $l=24$ cm の場合は 64% の値しか得られず、後者では重ね合せ長さが十分でなかったことがわかる。

表-18 および 19 は M_B および M_{cr} の実測結果と計算値とを比較したもので、著者式による計算値のほか、RC 桁に対しては弾性理論による M_B およびコンクリートの曲げ引張強度⁹⁾を基準にした弾性理論による M_{cr} を、また PC 桁に対しては土木学会 PC 指針(昭 30)による M_B と M_{cr} の実測値から算出したコンクリートの曲げ引張強度を示した。

RC 桁 23 本についての実測値と著者の計算値との比は、 M_{cr} に対し 0.91~1.26, 平均 1.02, M_B に対し 0.82~1.18, 平均 0.96 を示しよく一致している。これに対し弾性理論によれば、実測値と計算値との比は、 M_{cr} に対し平均 0.73, M_B に対し平均 0.75 であって過小の結果を与え、これを基準にして設計を行なえば安全側ではあるが不経済になることがわかる。

PC 桁 8 本について同様の比較を行なってみると、著者式によれば M_{cr} に対し 1.02~1.20, 平均 1.09 を示し、多少過大になる傾向がみられるが、これはコンクリートのクリープ、収縮および PC 鋼のレラクセーションなどによるためと思われる。 M_B に対しては、この値は 0.89~1.03, 平均 0.97 であって、実測値とよく一致した結果を与えている。これに対し土木学会 PC 指針(昭 30)によれば、 M_{cr} の実測値から算出したコンクリートの曲げ引張強度は指針に示されている値に対して

表-20 破壊曲げモーメント計算式の比較 1

計算方法	計算値 M_B (t・m)	比	誤差 (%)
Schreyer 氏	1.221	1.04	+4
Brandzaege 氏	1.270	1.08	+8
Melan 氏	1.120	0.95	-5
Emperger 氏	1.223	1.04	+4
Bittner 氏	1.228	1.05	+5
Dyson 氏	1.099	0.93	-7
Whitney 氏	1.052	0.90	-10
著者	1.188	1.01	+1

$M_B=1.1751$ t・m (実測値)

ばらつきが大きく、これを基準にひびわれ安全度を換算することは不適當であると考ええる。一方、 M_B に対しては一般に過大の結果を与え、また PC 鋼材の量が多い場合に $M_B=1/3 \cdot bd^2 \sigma_{cB}$ によって求めた値は過小の結果を与えることがわかる。昭和 36 年改訂の土木学会 PC 指針によれば、PC 桁はひびわれに対して安全であるとしてその換算を省略している。 M_B の計算に対しては破壊時の PC 鋼材のひずみを考慮するように改訂されたので M_B の計算値そのものの誤差は小さくなるが、応力分布の形状を長方形に仮定しているために RC 桁および PC 桁を通じて、断面形、鉄筋量、コンクリート強度などが広範囲にわたる場合すべてについて広く適用することは無理と思われる。

表-20 は RC 桁の M_B を Brch および Graf 氏の Kontrollbalken No. 666 について諸氏の方法²⁴⁾を比較したもので、桁の寸法はスパン 250 cm, 幅 15 cm, 高さ 10 cm, 有効高さ 9.4 cm, 鉄筋断面積 7.78 cm², 鉄筋比 0.0552, コンクリート立方体強度 210 kg/cm², 鉄筋降伏点 2163 kg/cm² で、桁の破壊荷重 1835 kg, M_B の実測値は 1.1751 t・m である。また表-21 は ACI の規定²⁵⁾および土木学会 PC 指針の応力分布の形を RC 桁に適用した場合の M_B の計算値を鉄筋量の異なる場合について示したもので、桁破壊時の鉄筋応力度が鉄筋の降伏点と等しくなる鉄筋比の No. 1-1 桁および No. 1-12 桁では著者式と大差ない結果を与えるが、これより鉄筋比の大きい場合の No. 1-7 桁および小さい場合の No. 3-3 桁では実測値との誤差が大となり、広範囲に適用するにはなお不十分の点があると思われる。

表-22 ひびわれ曲げモーメント計算式の比較 1

桁番号	実測値 M_{cr} (t・m) ①	計算値 M_{cr} (t・m)		比	
		山田氏 ②	著者 ③	②/①	③/①
1-7	0.95	0.833	0.91	0.88	0.96
1-12	0.65	0.620	0.68	0.95	1.05

表-23 ひびわれ曲げモーメント計算式の比較 2

No.	実測値					計算値 M_{cr} (t・m)		比	
	σ_{cB} (kg/cm ²)	σ_{ct} (kg/cm ²)	E_c (t/cm ²)	P_e (t)	M_{cr} (t・m) ①	坂氏 ②	著者 ③	②/①	③/①
1	397	29.0	280	27.6	3.63	3.17	3.51	0.87	0.97
2	446	29.8	259	30.1	3.28	3.31	3.87	1.01	1.18
9	460	29.0	303	23.1	3.28	2.73	3.19	0.83	0.97
10	432	34.3	296	24.6	3.34	3.00	3.30	0.90	0.99

表-21 破壊曲げモーメント計算式の比較 2

桁番号	鉄筋比 p (%)	コンクリート強 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄筋降伏点 σ_{sy} (kg/mm ²)	実測値 M_B (t・m) ①	計算値 M_B (t・m)			比		
					ACI ②	PC指針 ③	著者 ④	ACI ②/①	PC指針 ③/①	著者 ④/①
1-7	8.89	353	35.1	4.50	—	4.80	4.37	—	—	0.97
1-12	2.71	287	29.9	3.17	2.69	—	2.77	0.85	—	0.87
1-1	2.36	226	33.0	2.60	2.38	2.48	2.46	0.92	0.95	0.95
3-3	0.516	416	29.5	2.72	2.30	2.81 (2.31)	2.73	0.85	1.03 (0.85)	1.00

注) かつこ内の数値は鉄筋応力度を降伏点応力度に仮定した場合

表-22 は長方形断面RC桁に対する山田氏の M_{cr} 实用計算式¹⁹⁾との比較、表-23 は坂氏の行なったPC桁(スパン 345 cm, 桁高 22 cm, 有効高さ 16 cm, PC鋼棒 2φ17.4 mm, PC鋼棒のヤング係数 1.93×10^6 kg/cm²)の実験²⁰⁾との比較を示したもので、著者式はRC桁およびPC桁を通じて良好な結果を与えている。

以上から、著者の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算方法によれば他の実験結果に対してもよく一致し、RC桁およびPC桁を通じて、コンクリート強度、鉄筋量などが広範囲にわたる場合でも同様に適用することができ、他の諸氏の計算方法にくらべて優れていることがわかった。

b) ひびわれの成長状況 表-24 および 25 は、実験 4 および 5 のRC桁とPC桁について最大ひびわれ幅が 0.1 mm のときの曲げモーメント $M_{0.1}$ および 0.2 mm のときの曲げモーメント $M_{0.2}$ を比較したもので、

表-24 荷重とひびわれ幅の関係 1 (実験 4)

桁番号	使用鉄筋	ひびわれ曲げモーメント M_{cr} (t·m) ①	最大ひびわれ幅 0.1 mm		最大ひびわれ幅 0.2 mm		破壊曲げモーメント M_B (t·m)
			$M_{0.1}$ (t·m) ②	比 ②/①	$M_{0.2}$ (t·m) ③	比 ③/①	
			3-1	丸鋼 2φ22	1.13	1.36	
3-3	丸鋼 1φ22	0.87	1.08	1.24	1.89	2.17	2.72
3-4	異形丸鋼 1D22	0.93	1.44	1.55	3.02	3.25	3.22
3-5	PC鋼棒 1φ22	5.34	5.34	1.00	5.84	1.09	7.39

表-25 荷重とひびわれ幅の関係 2 (実験 5)

桁番号	使用鉄筋	ひびわれ曲げモーメント M_{cr} (t·m) ①	最大ひびわれ幅 0.1 mm		最大ひびわれ幅 0.2 mm		破壊曲げモーメント M_B (t·m)
			$M_{0.1}$ (t·m) ②	比 ②/①	$M_{0.2}$ (t·m) ③	比 ③/①	
			4-1	丸鋼 2φ16	(0.66) 0.906	1.60 1.86	
4-2	異形丸鋼 2D16	0.682	1.90	2.79	2.75	4.04	3.29
4-3	ねじり棒鋼 2D16	0.706	1.69	2.39	2.88	4.08	4.56
4-4	丸鋼 2φ16	0.706	1.70	2.40	2.68	3.79	3.02
4-5	異形丸鋼 2D16	0.710	1.69	2.34	3.10	4.36	3.76
4-6	ねじり棒鋼 2D16	0.910	2.12	2.33	3.24	3.56	4.84

注) カッコ内の数値は M_{cr} の推定値 0.66 t·m に対する値

それぞれの M_{cr} に対する比の値は、φ22 mm の鉄筋を用いた実験 4 のRC桁では $M_{0.1}$ に対し丸鋼使用の場合 1.22, 1.24, 平均 1.23, 異形丸鋼使用の場合 1.55, $M_{0.2}$ に対しそれぞれ 2.36, 2.17, 平均 2.22 および 3.25 であって、PC桁の 1.00 および 1.09 にくらべて著しく大きい値を示している。また、φ16 mm の鉄筋を用いた実験 5 のRC桁では、 $M_{0.1}$ は丸鋼使用の場合 M_{cr} の 1.86 (2.56), 2.40, 平均 2.13 (2.48) 倍、異形丸鋼、ねじり棒鋼など異形鉄筋使用の場合 M_{cr} の 2.33~2.79, 平均 2.46 倍、 $M_{0.2}$ はそれぞれ M_{cr} の 3.02 (4.15), 3.79, 平均 3.40 (3.97) 倍および 3.56~4.36, 平均 4.01 倍で、さらに大きい値を示している。カッコ内の数値は No. 4-1 桁のひびわれ荷重推定値

に対する値である。このように、PC桁ではひびわれ発生後急にひびわれの幅が増大するのに比較して、RC桁では荷重の増加とともに徐々にひびわれの幅を増し、異形鉄筋にくらべて付着強度の小さい丸鋼を使用した場合でも、ひびわれ発生荷重の 2 倍以上の荷重になってようやく最大ひびわれ幅が 0.2 mm に達するということは注目に値する。

図-33 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係 1 (実験 4)

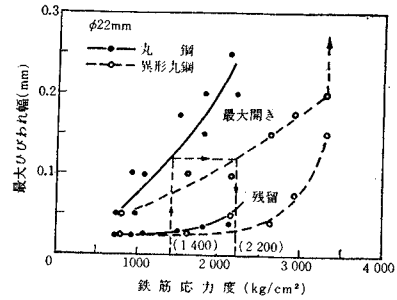


図-33 は鉄筋応力度の最大ひびわれ幅との関係を、実験 4 の丸鋼使用桁と異形丸鋼使用桁について比較したもので、ひびわれ発生直後では差は認められないが、荷重の増加とともに差ができて最大ひびわれ幅が 0.1 mm のときの鉄筋応力度は、丸鋼使用の場合 1250, 1950 kg/cm² であるのに対し、異形丸鋼使用の場合は 1850, 3300 kg/cm² で、同じひびわれ幅に対して異形丸鋼は丸鋼の約 50% 増の応力度を利用できることがわかる。たとえば、丸鋼の応力度を 1400 kg/cm² まで利用できるものとすれば図よりひびわれ幅は 0.12 mm となり、これに対し異形丸鋼では 2200 kg/cm² の応力度まで利用できることになる。一方、ひびわれの残留幅は丸鋼使用の場合でも最大ひびわれ幅が 0.2 mm 以下であれば 0.05 mm 以下になり、ひびわれ発生時の 0.025~0.05 mm と大差なく肉眼で発見し得る程度の微小なものである。異形丸鋼使用の場合は、ひびわれ最大幅が 0.2 mm のとき鉄筋応力度がすでに降伏点に達しているために残留幅は 0.15 mm 程度と相当大きい値を示しているが、 M_{cr} の 2.5~3 倍の荷重に対しては 0.05 mm 以下でひびわれ発生時の幅と同等の状態を示すことがわかった。図-34 は実験 5 のRC桁について同様の比較を行なったもので、図-33 と同様の傾向がみられるが丸鋼と異形丸鋼、ねじり棒鋼など異形鉄筋との差は少なくなっている。これは使用鉄筋が φ16 mm で実験 4 よりも細くなったためと思われる。また、図より丸鋼、異形丸鋼など普通鉄筋の場合には鉄筋応力度が降伏点に達すると急にひびわれ幅が増大するのに対し、ねじり棒鋼では連続的な関係を示し、この領域においては同じ異形鉄筋でもねじり棒鋼の方がひびわれに対して有利になることがわかる。

図-34 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係 2 (実験 5)

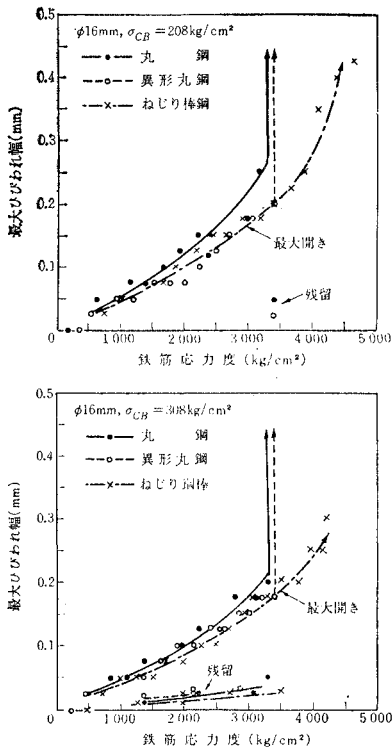


図-35 鉄筋応力度と平均ひびわれ幅および間隔との関係(実験 5)

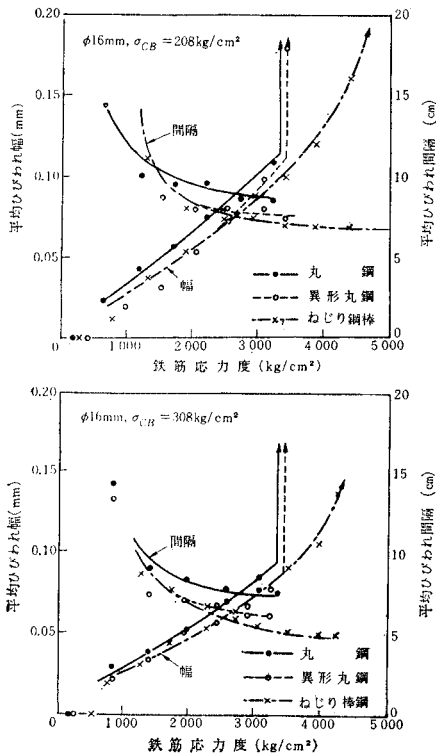


図-35 は実験 5 の RC 桁について 鉄筋応力度 とスパン中央 1 m 区間の平均ひびわれ幅 および平均ひびわれ間隔を示したものである。

RC 桁の設計基準とすべきひびわれ幅の限界値については、一般の場合 0.2~0.5 mm, 湿度が高い場合 0.15 mm のひびわれであれば鉄筋の腐食に対して安全であるといわれており^{13),27)}, またヨーロッパ コンクリート委員会では腐食作用をうける場合 0.1 mm, 一般の場合 0.2 mm, 腐食に対して保護処理をした場合 0.3 mm を基準にすることを推奨している¹⁹⁾. しかし, くり返し荷重をうけた場合の疲労の問題のほかまだ不明の点もあるので, 十分安全をみて一時的な活荷重によって 0.2 mm 程度のひびわれが生じて, 常時作用する死荷重に対してはひびわれ幅が 0.05 mm 以下になるように, すなわち死荷重に対しては M_{cr} を基準に, また一時的な活荷重に対しては丸鋼使用の場合 $1.8 M_{cr}$ を, 異形鉄筋使用の場合その 50% 増の荷重を基準に, 適当な安全度をとるのがよいと考える. PC 桁ではひびわれ発生後ひびわれ幅が急激に大きくなる点を考慮して, M_{cr} を基準にするのがよいと考える.

図-36 カップラー継手の影響 (実験 4)

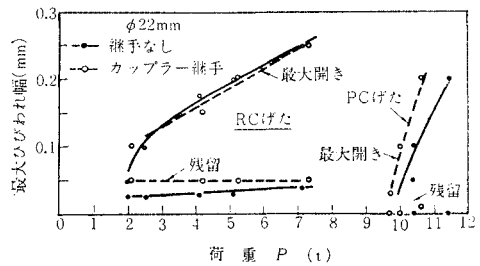
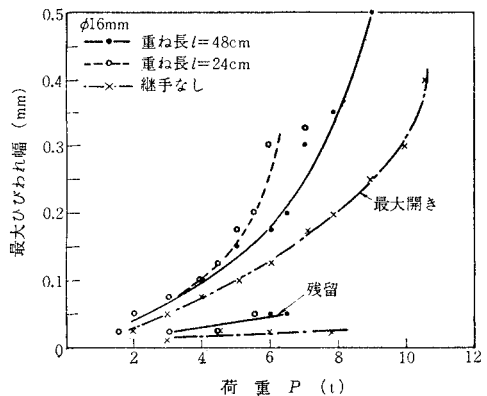


図-36 は鉄筋およびPC鋼棒にカップラー継手を用いた場合と継手のない場合のひびわれ状態を比較したもので, 丸鋼使用のRC桁では差は認められない. PC桁では, 同一ひびわれ幅に対する荷重は継手のある場合の方が多少小さい値を示しているが, 継手を用いない場合の

図-37 ねじり棒鋼の重ね継手の影響 (実験 5)



90% 以上であること、ひびわれ幅が急に大きくなるためばらつきが大きいと考えられること、破壊荷重では差がないことなどから、RC桁の場合と同様にカップラ継手による影響はないとみなすことができる。

図-37 はねじり棒鋼の重ね継手について同様の比較を行なったものである。同一ひびわれ幅に対する荷重は継手を用いた桁の方が小さいが、これは重ね合せ部分の鉄筋端に大きいひびわれが集中するため、同等の破壊荷重が得られた重ね長さ 48 cm の場合でもひびわれに対して多少不利になることがわかる。しかし、ひびわれ幅が 0.2 mm に達したときの荷重はひびわれ荷重の 3 倍以上、残留幅も 0.05 mm 以下であるから、活荷重に対するひびわれの基準は継手のない場合と同様にしても何ら支障はないと考える。また重ね継手を用いた桁の継手部分のひびわれの状況を観察した結果では、桁破壊時に鉄筋に沿ったひびわれが認められた。これは鉄筋のずれによってコンクリートに横方向の引張力が生じたためであって、重ね継手部分はスターラップその他で横方向力に対して十分な補強を行なう必要があると考える。

e) たわみ 図-38~41 はスパン中央のたわみの

図-38 RC 桁 No. 3-1, 3-2 の荷重・たわみ曲線 (実験 4)

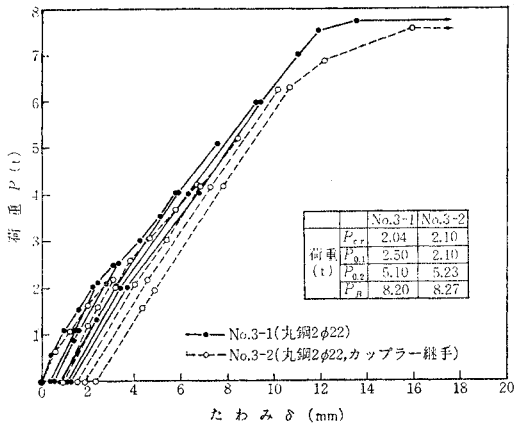


図-39 PC 桁 No. 3-5, 3-6 の荷重・たわみ曲線 (実験 4)

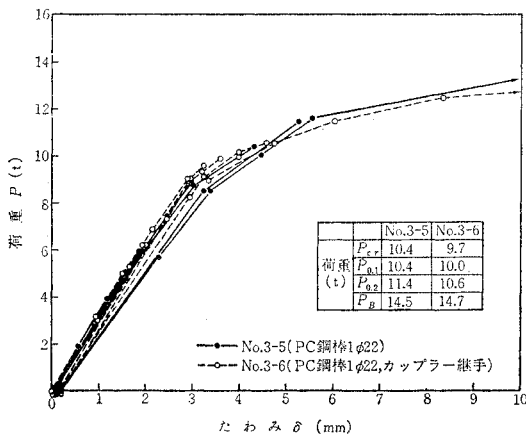


図-40 RC 桁 No. 4-4~4-6 の荷重・たわみ曲線(実験 5)

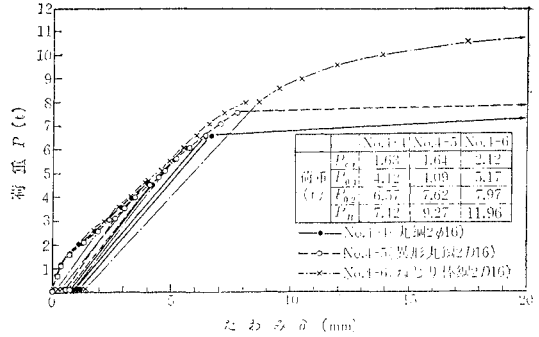
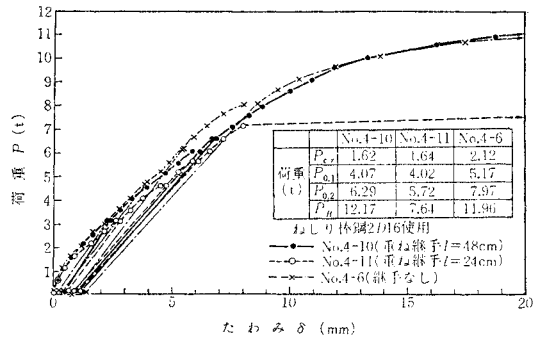


図-41 RC 桁 No. 4-10, 4-11 の荷重・たわみ曲線(実験 5)



実測結果を、実験 4 および 5 の RC 桁と PC 桁について示したものである。

図より、RC 桁の荷重・たわみ曲線はひびわれの発生によって多少勾配を変えるが、その後かなりの荷重に達するまで直線的に進行して弾性的性状を示し、破壊荷重に近づいて鉄筋が降伏して急にたわみを増すのに対し、PC 桁ではひびわれ発生後の荷重増加によるたわみの増加は著しく、前項で述べたひびわれの成長状況と同様の傾向を示すことがわかる。

図-40 は 実験 5 の RC 桁について、丸鋼、異形丸鋼およびねじり棒鋼の使用の場合を比較したもので、丸鋼および異形丸鋼使用桁では両者に差は認められないが、ねじり棒鋼使用の桁は明瞭な降伏状態を示さない。これはねじり棒鋼の応力・ひずみ曲線が丸鋼、異形丸鋼などの普通鉄筋の場合と異なり明瞭な降伏点を示さないためであって、ひびわれの場合と同様にねじり棒鋼は普通鉄筋の応力度が降伏点に達した後の領域において特徴を発揮することがわかる。

RC 桁のたわみの残留は、実験 4 の丸鋼使用桁ではひびわれ荷重の 2 倍の荷重に対し、また異形丸鋼使用桁では 3 倍の荷重に対してたわみがそれぞれ 5.7, 5.2 および 7.3 mm のとき、0.8, 1.3 および 1.25 mm であって、スパンの約 1/500 のたわみに対して残留たわみはスパンの 1/2000 以下の値を示し微小であった。実験 5 の桁ではさらに小さく、ひびわれ荷重の 3~4 倍の 6 t

の荷重に対してたわみが約 6 mm のとき、残留たわみは 1 mm 以下でスパンの約 1/400 のたわみに対し残留たわみはスパンの 1/2 400 以下の値となっている。したがって、前項で述べたひびわれに対する基準はたわみの状態を考慮しても妥当であると考えられる。

図-38 および 39 より、カップラー継手使用の RC 桁および PC 桁は継手のない場合と比較して大差ないことがわかる。カップラー継手使用の RC 桁 No. 3-2 の残留たわみは継手のない No. 3-1 桁と比較して大きく約 2 倍の値になっているが、ひびわれ荷重の 2 倍の荷重に対して 1.6 mm でスパンの 1/2 000 程度の微小なものであるから十分実用に耐え得るものとする。

図-41 は重ね継手をもつねじり棒鋼を用いた場合のたわみを示したものである。重ね継手を用いた No. 4-10 桁および No. 4-11 桁は継手のない No. 4-6 桁にくらべてたわみおよびその残留が多少大きくなる傾向がみられるが、重ね長さ 48 cm の No. 4-10 桁では差は微小である。重ね長さ 24 cm の No. 4-11 桁は荷重 7 t で急にたわみを増して破壊しているが、これは重ね長さが十分でなかったためで、同様の桁の強度が保証できるように重ね長さを決定すれば、ひびわれの場合と同様にたわみにおいても継手のない場合と同等に取り扱うことができることがわかる。

全試験桁のうち異形丸鋼およびねじり棒鋼を用いた桁では鉄筋定着のためのフックをすべて省略したが、これによってひびわれおよび破壊荷重、ひびわれ状況、たわみなどすべてについて不都合は生じなかった。

7. 単純曲げをうける RC 桁および PC 桁の極限強さ設計法

(1) 概 説

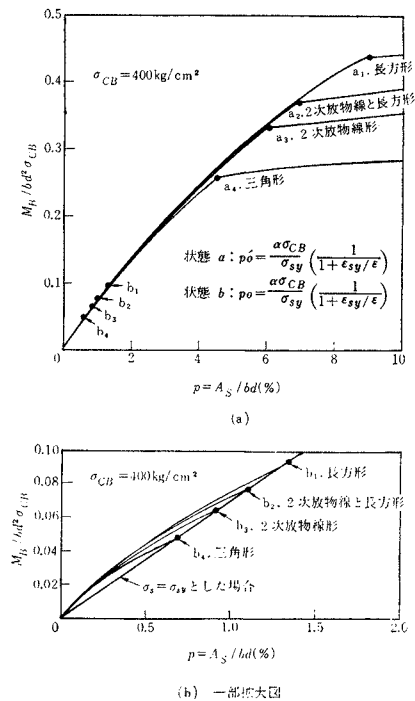
本章は、6 章までの実験結果に基づいて RC 桁および PC 桁の極限強さ設計法について総合的な考察を加えたものである。

(2) RC 桁の極限強さ設計法

RC 桁の極限設計法においては、破壊およびひびわれ曲げモーメントの両者を基準にする必要があり、その計算は著者の方法によれば他に比べてよい結果が得られるとすでに述べたが、さらに二、三の事項について考察を加えることにする。

図-42 は桁破壊時の断面コンクリートの応力分布の形状が M_B に与える影響の一例を示したもので、単鉄筋長方形断面、コンクリート強度 400 kg/cm^2 ($\epsilon_{cB}=0.27\%$)、SS 41 の鉄筋 ($\sigma_{sB}=42.5 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_{sy}=29.5 \text{ kg/mm}^2$) 使用の場合について、応力分布の形状が長方形、著者の 2 次放物線と長方形の組み合わせ、塑性域を無視した 2 次放物線などの場合を比較したが、参考に三角形分布の場合も示した。図において a, b 点はそれぞれ鉄

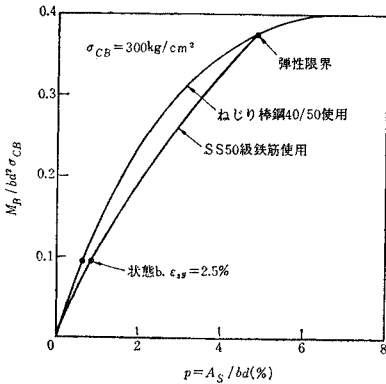
図-42 応力分布形状が M_B におよぼす影響



筋のひずみが降伏点の始点および終点にあたる状態を示している。状態 a および b における鉄筋比は、著者の場合を単位の 1 とれば、長方形、2 次放物線および三角形分布の場合はそれぞれ 1.25, 0.83 および 0.62 となり、これより応力分布の形状によって鉄筋の応力・ひずみの状態が異なってくるのがわかる。 M_B に与える影響は、計算上の鉄筋応力度が降伏点応力度にある場合にはいずれの応力分布形状でも、かりに極端な三角形分布としても小さいが、鉄筋比が大きく鉄筋応力度が状態 a に達する以前ではかなりの差があり、著者の場合にくらべて長方形および 2 次放物線の場合それぞれ +10% および -10% 程度の差を生ずる。また、鉄筋比が小さく鉄筋応力度が状態 b を越える範囲では、同様に長方形および 2 次放物線の場合それぞれ +5%, -3% 程度の差がでてくるが、鉄筋として降伏点が明瞭でないねじり棒鋼を用いた場合にはさらに差が大きくなるものと思われる。

従来の文献によれば、降伏点が明瞭な鉄筋を用いた場合、状態 b を越える範囲の鉄筋応力度を安全側として降伏点応力度と等しくとっているものが多いが、図-42 (b) に示すように応力度の増加を考慮した場合と比較して、 M_B の値はたとえば鉄筋比が 0.3~0.6% のとき 18~12% 過小になり、安全側ではあるが不経済になることがわかる。一般に、T 形断面の RC 桁の場合には、鉄筋応力度は状態 b を越えるのが普通である。明瞭な降伏点を示さない鉄筋、たとえばねじり棒鋼の場合には上

図-43 ねじり棒鋼と普通鉄筋の M_B の比較



述の傾向は著しくなり、図-43のように、弾性限度と引張強度の両者が同じ SS 50 級の普通鉄筋の場合と比較すれば、状態 b において最大で約 30% 増の M_B が得られる。これは鉄筋の応力・ひずみ曲線の相違によるもので、ねじり棒鋼は普通鉄筋にくらべて桁破壊時の鉄筋ひずみが状態 b 付近になる場合、すなわち 2~2.5% のひずみの場合にもっとも有利になる。このように鉄筋の応力・ひずみの状態が M_B に与える影響はかなり大きいので、 M_B の計算には試験によって得られた鉄筋の応力・ひずみ曲線を用いるのを原則としたのである。

つぎに、破壊に対する安全度は、これをいかなる値にとるかは本研究と別の問題とするが、RC 桁と PC 桁の破壊時におけるコンクリートおよび鉄筋、PC 鋼材の応力状態は応力度の利用度の点からみれば全く同様であるから、品質管理の状態が同程度の場合には RC 桁と PC 桁で等しい値にするのが合理的である。

ひびわれ曲げモーメントは、コンクリートの曲げ引張強度を基準にした弾性理論によれば RC 桁の場合過小の結果を与え、また PC 桁のひびわれ荷重の実測結果から求めた曲げ引張強度は不統一の値を示すことはすでに指摘したとおりであって、引張部コンクリートの塑性状態を考慮した著者の理論によって求めるのがよい。

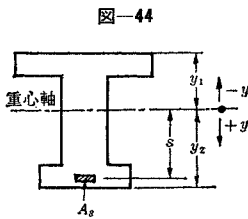
一般に、RC 桁の破壊曲げモーメントはひびわれ曲げモーメントの 3~7 倍で、設計荷重に対して全然ひびわれを許さない場合には破壊に対する安全度は 3~7 倍以上になる。従来の弾性理論によって設計を行っても、このような大きい安全度は保証されないからひびわれを許容しない場合にはひびわれだけについて検算を行なっておけば破壊に対しては必要以上の安全度が保たれることになる。RC 桁の破壊安全度は前述のように PC 桁の場合と同程度で十分であり、また RC 桁はひびわれ発生後荷重・たわみ曲線の傾斜は変えるが十分に弾性的である点、0.1~0.3 mm 程度のひびわれであれば気象作用に対し十分耐久的である点などを考慮すれば、使用目的に適合したひびわれを許容するのが合理的であると

考える。最大ひびわれ幅 0.2 mm のときの桁の耐力は異形鉄筋使用の場合でひびわれ荷重の 3 倍以上、丸鋼使用の場合でも 2 倍以上の荷重が得られるが、なお持続荷重あるいはくり返し荷重に対する疲労の問題など多少不明の点も残されているので、土木構造物のうちでも重要な橋梁などに対しては活荷重によって一時的にひびわれが発生しても常時作用する死荷重に対する残留ひびわれ幅は 0.05 mm 以下になるようにして、常時は気象作用に対して十分安全な状態を保持するように検算を行なうのがよいと考える。ひびわれに対する安全度は、著者式による場合死荷重に対して 1 以上、活荷重に対しては基準のひびわれ幅を 0.2 mm 以下に制限して、丸鋼の場合 1.8 M_{cr} 、異形丸鋼、ねじり棒鋼など異形鉄筋の場合その 50% 増の荷重に対して適当な値をとれば十分安全な構造物が得られると考える。

(3) RC 桁のひびわれ曲げモーメントにおよぼすクリープの影響

RC 桁のひびわれ曲げモーメントはコンクリートのクリープの影響によってかなり改善される。この場合、クリープと同時に収縮の影響を受けるので、その両者について考察を加える。

a) クリープ 一般に、RC 桁は支保工を取りはずした直後に死荷重による応力をうけるが、クリープの影響によってコンクリートの応力は減少し、鉄筋応力は増加する。一方、コンクリートの強度は材令とともに増加し、これにともなってヤング係数 E_c も同時に増加するが、近似的にこれを無視して E_c は一定であると考え



る。断面の重心から y の距離における死荷重によるコンクリートの応力度を σ_{cy} 、引張鉄筋の位置におけるものを σ_{sg} 、引張鉄筋の応力度を σ_s とし、コンクリートでは圧縮を正、鉄筋では引張を正とする。死荷重をうけてから t 時間後のクリープ係数を ϕ_t とすれば、鉄筋には $-\alpha_y \sigma_{sg} \phi_t$ なる応力度が生じ、このためコンクリートおよび鉄筋に 2 次応力が生ずるので、結局つぎの応力度がクリープにより生ずることになる。

維 y におけるコンクリートの応力度：

$$\sigma_{cy} = -\alpha_y \sigma_{sg} \phi_t \dots\dots\dots (a)$$

引張鉄筋の応力度：

$$\begin{aligned} \sigma_s &= -\alpha_s \sigma_{sg} (1 - \alpha_s) \phi_t \\ &= \sigma_{sg} (1 - \alpha_s) \phi_t = n \sigma_{cs} (1 - \alpha_s) / \alpha_s \dots\dots\dots (b) \end{aligned}$$

ここに α は

$$\left. \begin{aligned} \alpha_y &= \frac{n A_s}{A_i} \left(1 + \frac{s y}{\rho_i^2} \right) \\ \alpha_s &= \frac{n A_s}{A_i} \left(1 + \frac{s^2}{\rho_i^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

で表わされる。ただし、 A_i および ρ_i は全断面のコンクリートを有効としたときの換算断面積および最小回転半径である。しかし、式 (a) の応力度によってもクリープするので、実際にコンクリートに生ずる応力度を $t=t$ および $y=s$ において $(\sigma_{csp})_t$ とすれば、 dt 時間の変化は $d(\sigma_{csp})_t$ 、また dt 時間に $(\sigma_{css})_t$ によるクリープとして追加されるものは式 (a) に準じて $\alpha_s(\sigma_{csp})_t d\varphi_t$ となり、結局 dt 時間におけるクリープ応力度の変化はそれらの合計で表わされる。一方、式 (a) によるクリープ応力度の dt 時間における変化は $-\alpha_s \sigma_{css} d\varphi_t$ となり、両者は等しいものであるから、

$$\frac{d}{dt}(\sigma_{csp})_t + \alpha_s(\sigma_{csp})_t + \alpha_s \sigma_{css} = 0 \dots\dots(39)$$

なる微分方程式が成立する。

これを解いて、 $t=\infty$ におけるクリープ係数を $\varphi_{t=\infty} = \varphi$ とおけば、クリープによる応力度の最終値は

コンクリート：

$$\sigma_{csp} = -\sigma_{css}(1 - e^{-\alpha_s \varphi}) \dots\dots(40 a)$$

鉄筋：

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sg}(1 - e^{-\alpha_s \varphi}) \cdot \frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} = n\sigma_{css} \cdot \frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} \dots\dots(40 b)$$

となる。

b) 収縮 コンクリートの乾燥収縮の時間的变化はクリープと近似しているから前項の理論を準用することができる。いま、コンクリートの収縮率の最終値を ω とすれば、クリープのときの式 (a) に相当するコンクリートの応力度は $\sigma_{cy} = -\alpha_y \cdot \omega E_c / \varphi_1 \cdot \varphi_t$ となるから、両者を比較することにより、収縮による応力度の最終値は

コンクリート：

$$\sigma_{css} = -\frac{\omega E_c}{\varphi_1} (1 - e^{-\alpha_s \varphi_1}) \dots\dots(41 a)$$

鉄筋：

$$\sigma_{sw} = -\frac{\omega E_s}{\varphi_1} (1 - e^{-\alpha_s \varphi_1}) \cdot \frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} = n\sigma_{css} \cdot \frac{1 - \alpha_s}{\alpha_s} \dots\dots(41 b)$$

となる。ただし、 φ の代わりに φ_1 用いて区別したものは、死荷重応力の開始時期と収縮の影響が始まる時期とが一般に一致しないためである。

クリープおよび収縮を考慮したRC桁のひびわれ曲げモーメントは、5章のPC桁に対する計算式において、 σ_{pe} および σ_{cpe} の代わり

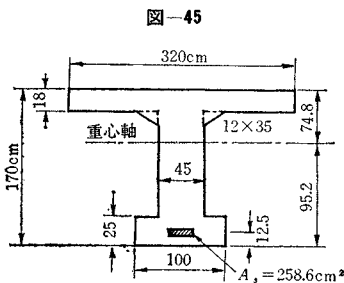


表-26

	材令 (日)	コンクリート		クリープ φ	収縮	
		強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (t/cm ²)		φ_1	ω
収縮開始	2	100	200	2.4	7.0	20×10^{-5}
死荷重応力開始	14	220	268			
設計強度	28	270	288			
最終値	∞	304	304			

にそれぞれ $\sigma_{sp} + \sigma_{sw}$ および $\sigma_{csp} + \sigma_{css}$ を用いれば同様にして計算することができる。

いま、図-45 に示す断面のRC桁において、表-26のように材令2日で収縮開始、材令14日で支保工撤去による死荷重が作用し鉄筋には $\sigma_{sg} = 204 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋位置のコンクリートには $\sigma_{css} = -28 \text{ kg/cm}^2$ の死荷重応力が作用するものとする。また、一般の場合として、収縮に対するクリープ係数を $\varphi_1 = 7.0$ 、収縮率を $\omega = 20 \times 10^{-5}$ 、死荷重応力に対するクリープ係数 2.4、コンクリートの強度およびヤング係数を表-26のように仮定すれば、クリープおよび収縮による鉄筋応力度および鉄筋位置のコンクリートの応力度は表-27 のようになる。断面に作用する死荷重モーメントは $M_d = 320 \text{ t}\cdot\text{m}$ であって、これに対し断面のひびわれ曲げモーメントは、クリープおよび収縮を無視した場合 $M_{cr} = 340.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ 、考慮した場合 $M_{cr} = 371.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ を得、安全度はそれぞれ $f_g = M_{cr}/M_d = 1.06$ および $f_{g\varphi} = 1.16$ となり、コンクリートのクリープによって相当改善されることがわかる。

表-27 クリープおよび収縮による応力度

	クリープ		収縮		合計	
	鉄筋 σ_{sp}	コンクリート σ_{css}	鉄筋 σ_{sw}	コンクリート σ_{css}	鉄筋	コンクリート
応力度 (kg/cm ²)	97.1	14.7	-70.7	-5.5	26.4	9.2

(4) PC 桁の極限強さ設計法

PC 桁の破壊時における断面のコンクリートおよびPC鋼材の応力状態はRC桁の場合と同様であるから破壊時に対しては両者とも同一の基準で設計を行なえばよい。

ひびわれに対しては、わが国の土木学会PC指針(昭36)ではPC桁のひびわれ安全性は十分であるとして、安全度の検算を省略しており、また諸外国の示方書でもこれを省略しているものもあるが、一応の検算は行なってひびわれ曲げモーメントの値を知っておくことは有意義であると考えられる。この場合、PC桁はRC桁に比較してひびわれ発生から破壊に至る荷重能力の割合が小さい点、ひびわれ発生後はわずかの荷重増加によってひびわれ幅が急に増大する点、またPC鋼材が腐食に対して鉄筋よりも敏感である点などを考慮して、ひびわれ安全度を大きくとるの必要があり、全設計荷重作用時でも絶対にひびわれが生じないようにする必要がある。

8. む す び

本研究は単純曲げをうけるRC桁およびPC桁の極限強さ設計法に関する研究であって、つぎのような結論を得た。

① コンクリートの引張強度 σ_{ct} (kg/cm²)、初期ヤング係数 E_c (kg/cm²)、圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} および引張極限ひずみ ϵ_{ct}' と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係はそれぞれ

$$\begin{aligned} \sigma_{ct} &= 24 + 0.052(\sigma_{cB} - 200) \\ E_c &= 31 \cdot 10^3 \sigma_{cB}^{0.4} \\ \epsilon_{cB}' &= (0.141 + 0.00007 \sigma_{cB}) \times 10^{-2} \\ \epsilon_{ct}' &= (12 + 0.013 \sigma_{cB}) \times 10^{-5} \end{aligned}$$

の実験式で表わされる。

② コンクリートの初期引張ヤング係数は初期圧縮ヤング係数と等しい。

③ コンクリートの圧縮および引張応力・ひずみ曲線は両者とも近似的に最大応力度で頂点をもつ2次放物線であるとしても十分な精度が得られる。

④ コンクリートの曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} および曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係は、それぞれ

$$\begin{aligned} \epsilon_{cB} &= (0.24 + 0.0001 \sigma_{cB}) \times 10^{-2} \\ \epsilon_{ct} &= (18.5 + 0.02 \sigma_{cB}) \times 10^{-5} \end{aligned}$$

の実験式で表わされ、圧縮塑性係数 $r = \epsilon_{cB}' / \epsilon_{cB}$ および引張塑性係数 $r_t = \epsilon_{ct}' / \epsilon_{ct}$ はそれぞれ 0.60 および 0.65

の一定値で表わされる。

⑤ ③ および ④ の結論より、桁の曲げ破壊時におけるコンクリートの圧縮応力分布およびひびわれ発生時におけるコンクリートの引張応力分布は、最大応力度と単純圧縮および引張試験のときの極限ひずみから定まる2次放物線形と最大応力度を持続して曲げ極限ひずみに達する長方形との組み合わせと仮定しても十分な精度が得られる。

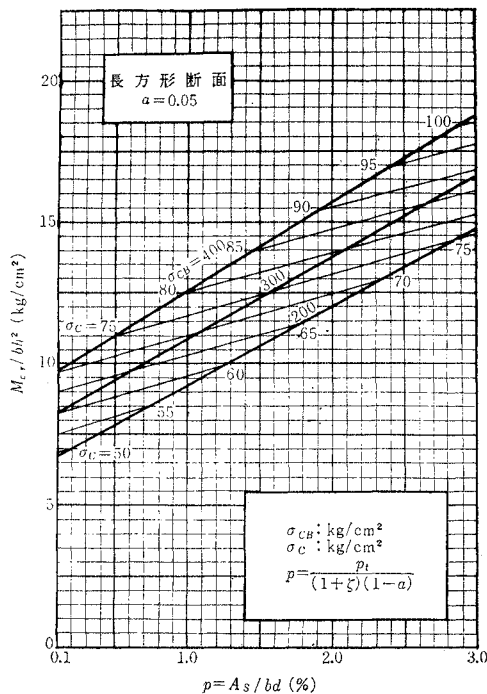
⑥ 以上の結論に基づき、かつ鉄筋、PC鋼材の応力・ひずみ曲線を既知とした著者の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算式は、RC桁およびPC桁を通じて、断面形、コンクリート強度、鉄筋比および鉄筋種類など各種条件が変わる場合に対して広範囲に適用することができ、実験値とよく一致した結果を与える。

⑦ RC桁はPC桁よりひびわれ発生後の載荷能力が大で、荷重増加にともなうひびわれ幅およびたわみの増加が緩慢である。

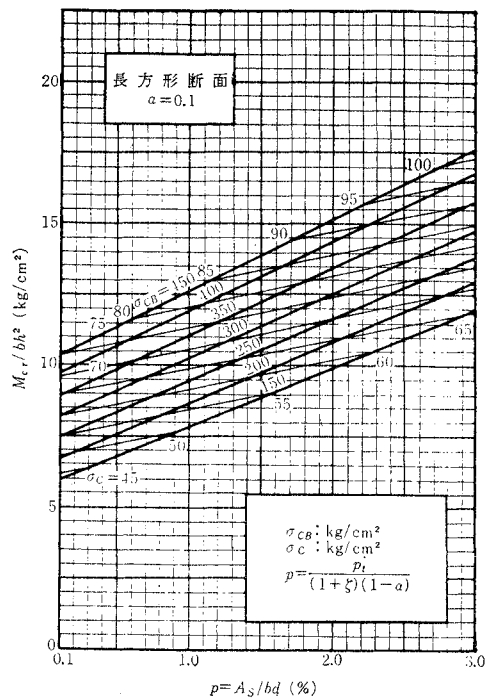
⑧ 荷重・たわみ曲線は、RC桁ではひびわれ発生によりその勾配を多少変えるが、その後相当な区間直線的な関係を示し、残留たわみも微小であるのに対し、PC桁ではひびわれ発生後急に勾配を変える傾向を示す。

⑨ 鉄筋種類によるRC桁のひびわれ荷重の差は認められないが、ひびわれの成長には差があり、耐久性上の許容ひびわれ幅(約0.2mm)に達するときの荷重とひびわれ荷重との比の値は丸鋼の場合約2.0以上、異形

別図-1



別図-2



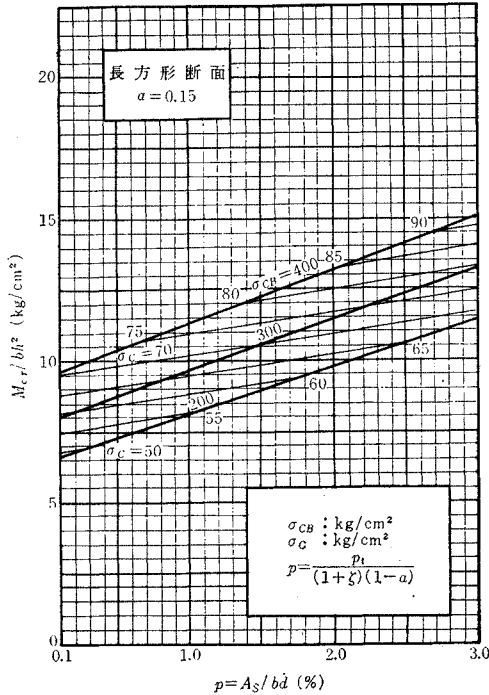
鉄筋の場合 3.0 以上である。これに対し PC 桁では約 1.1 倍である。

⑩ ねじり棒鋼を使用した RC 桁は普通鉄筋の場合に比して降伏現象がおそく、破壊荷重はかなり増大する。

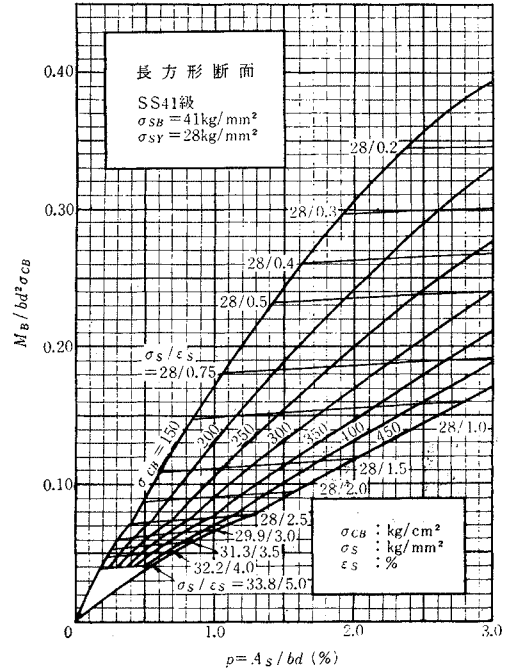
⑪ 計画的な設計を行なえば、鉄筋および PC 鋼棒の継手として切削ねじによるカップラーを使用しても、破壊およびひびわれ荷重に影響をおよぼさない。

⑫ ねじり棒鋼などの高強度異形鉄筋のフックなし重

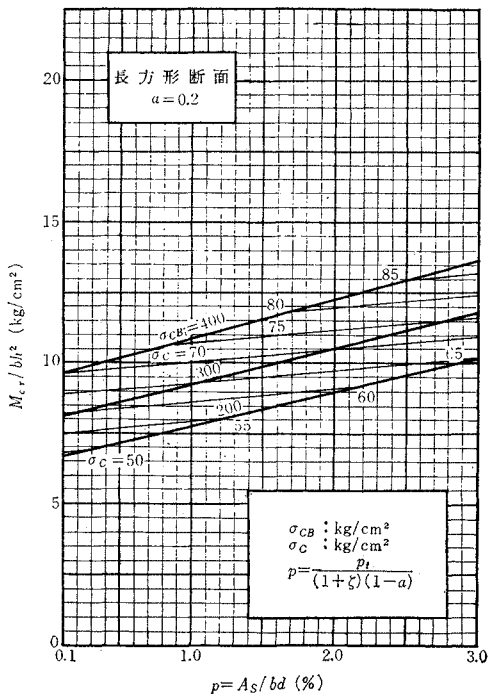
別図-3



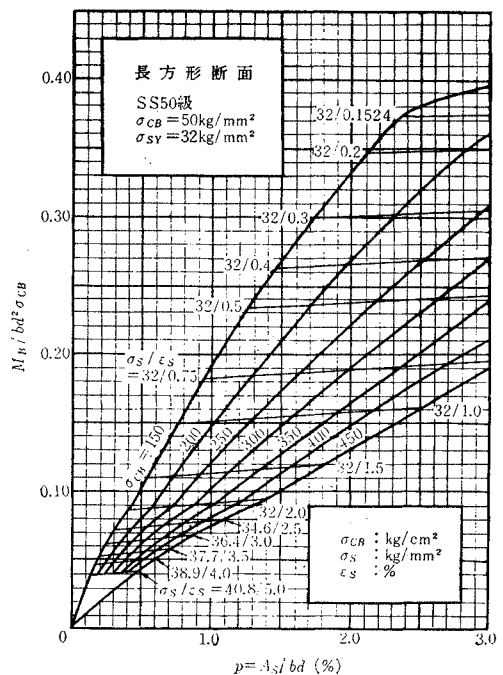
別図-5



別図-4



別図-6



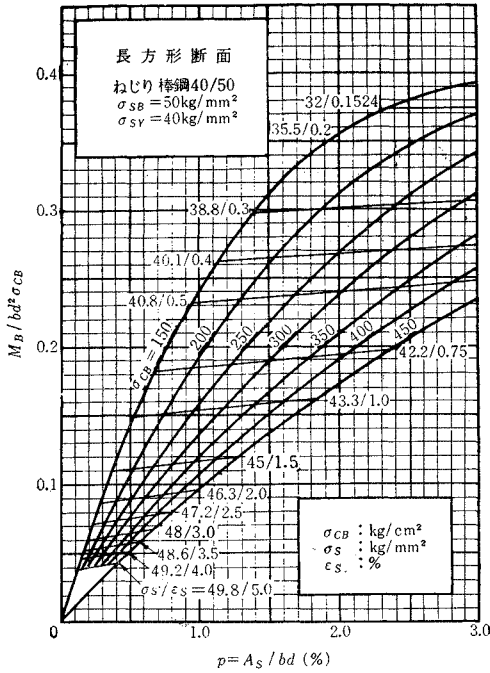
ね継手は、ひびわれについて多少不利になる傾向があるが、実用的には支障なく破壊荷重には影響しない。

⑬ 極限強さ設計において、破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの算定は著者の理論を用いて

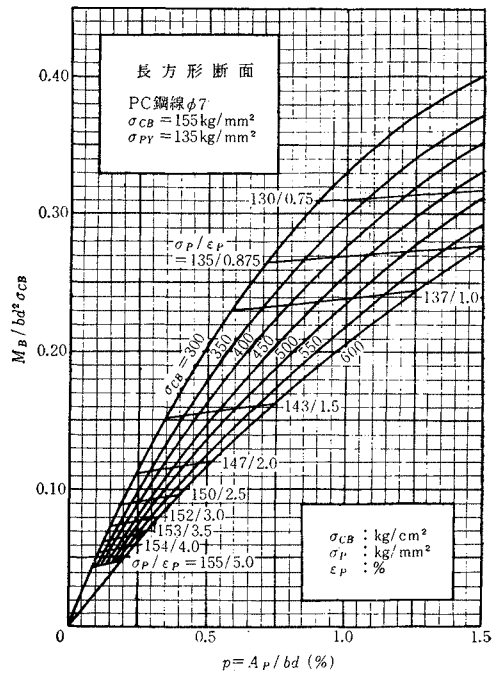
行なう。

⑭ R C桁におけるひびわれ安全度の検算は、死荷重に対してはひびわれ曲げモーメントを、活荷重に対してはひびわれ幅 0.2 mm における曲げモーメントを基準

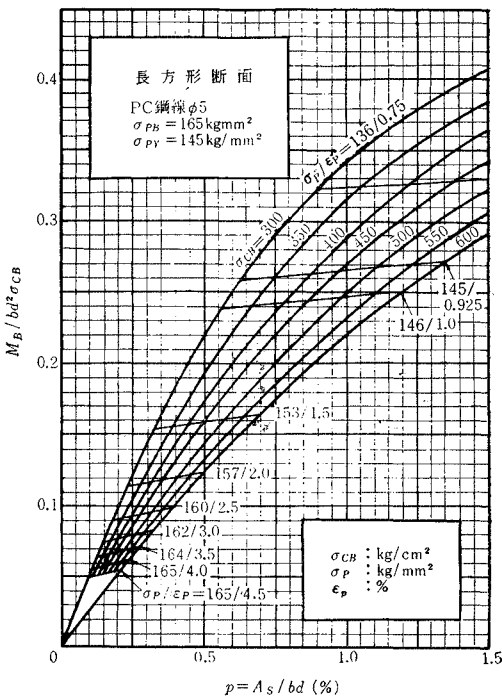
別図-7



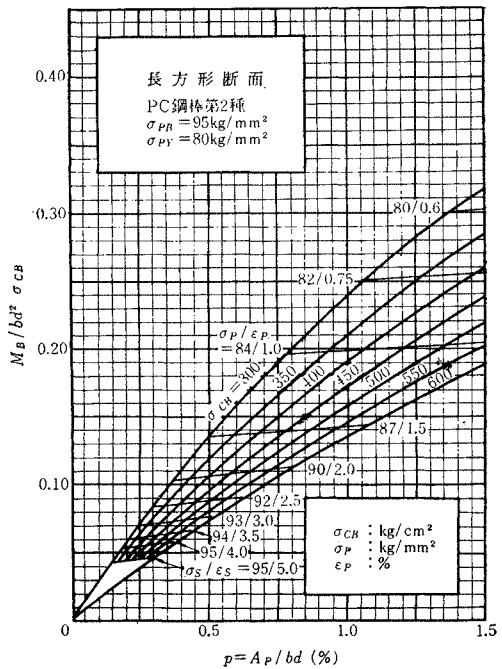
別図-9



別図-8



別図-10



とし、後者の前者に対する比の値は安全側として、丸鋼の場合 1.8, 異形鉄筋の場合その 50% 増とする。

⑮ RC 桁における死荷重に対するひびわれ安全度は、コンクリートのクリープによってかなり改善されるから、これを考慮しない場合には 1.0 程度に低い値にすることができる。

⑯ PC 桁のひびわれ安全度の検算は全荷重に対してもひびわれ曲げモーメントを基準にする。

なお、本研究をさらに進展させるためには、鉄筋の付着状態が桁の曲げ性状におよぼす影響の詳細ならびに持続荷重によるクリープ、くり返し荷重による疲労などの諸問題の解明が必要であると考える。

最後に、紙面の都合で長方形断面に限ったが、 M_{cr} , SS 41 級, SS 50 級および 40/50 級のねじり棒鋼を用いた場合の M_B ならびに $\phi 5$, $\phi 7$ および PC 鋼棒第 2 種を用いた場合の (有効プレストレスは $0.6\sigma_{pB}$ に仮定) の M_B の計算図を別図—1~10 に示したので参照していただければさいわいである。

参 考 文 献

- 1) 機械設計ハンドブック 編集委員会編：機械設計ハンドブック (昭 30).
- 2) Allgemeiner Runderlaß Straspenbau Nr. 8/1957 : Spanstähle und Spannverfahren, Str. u. Auto., 9 (1958-2).
- 3) DIN 4227 (1953-10).
- 4) 赤沢常雄：コンクリートの圧縮による内部応力を求むる新試験法(圧裂強度試験法について), 土木学会誌, 29(昭 18-11).
- 5) Zelger, Cölestim : Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit, B. u. St., 51, (1956-6).
- 6) 狩野春一：コンクリートの引張に関する研究, 建築学会論文集, 17 (昭 15-3).
- 7) DIN 1075 (1955-4).
- 8) ÖNORM B 4200, 4. Teil, (1953).
- 9) 土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針 (昭 30, 36).
- 10) 日本材料試験協会編：鋼棒使用 PC 設計施工指針および解説 (JSTM 規格 S-1), (昭 33-6)
- 11) Graf, O. : Die Eigenschaften des Betons (1960).
- 12) 横道英雄：高強度コンクリートの配合設計と機械的性質について, 材料試験, 8-69 (昭 34-6).
- 13) Saliger, Rudolf : Die neue Theorie des Stahlbetons (1950).
- 14) 坂静雄・糸見正信・奥島正一：圧縮力を受けるコンクリートの応力度-歪度と終局強度に関する研究, 建築学会論文集, 13 (昭 14-4).
- 15) Hognestad, E., Hanson, N.W., McHenry, D. : Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal 27 (1955-12).
- 16) 近藤泰夫・坂静雄編：コンクリートハンドブック(昭 32).
- 17) 坂 静雄：鉄筋コンクリートの研究 (昭 29).
- 18) 山田順治：鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する研究, 土木研究所報告, 88, 89 (昭 29-9, 昭 30-3).
- 19) Levi, Franco : Work of the European Concrete Committee, ACI Journal, 32, (1961-3).
- 20) 岡田 清：鉄筋コンクリート桁の亀裂モーメントについて, セメント技術年報, IV (昭 25).
- 21) Jarnney, J. R., Hognestad, E., McHenry, D. : Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, 32, (1956-2).
- 22) Billet, D.F., Appleton, J.H. : Flexural Strength of Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, 25, (1954-6).
- 23) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1960).
- 24) 横道英雄：鉄筋コンクリート橋 (昭 27)
- 25) ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-51), ACI Journal, 27 (1955-12).
- 26) 坂静雄・岡田清・六車 照：太径丸棒ポストテンション型 PC 梁の実験的研究, 材料試験, 4-26 (昭 30-10).
- 27) Soretz, St. : Tor-Steel 40.

(1966.4.9・受付)

論文集への討議について

論文集編集委員会では、論文集に掲載した全論文に対しての討議を受け付けておりますので、討議をされる方は下記の要項をご参照のうえ論文集編集委員会へてご提出下さい。

記

1. 討議は論文集掲載全論文を対象とします。
2. 討議の受付は論文集掲載後6ヵ月以内とします。
3. 討議原稿を提出するときは学会原稿用紙に必要な事項を記入のうえ論文集編集委員会へてご提出下さい。
4. 討議原稿の取扱いは論文編集委員会にご一任下さい。
5. 討議に関する問合せは論文集編集委員会へご連絡下さい。

昭和41年度土木学会論文集編集委員

委員長	村上永一	副委員長	○都 淳一	委員	○嶋 祐之	委員	西野文雄
委員	青木康夫	委員	神田徳一郎	委員	鈴木慶一	委員	○西村俊夫
〃	板倉政忠	〃	角田直行	〃	田中淳七郎	〃	西山啓
〃	○池田康平	〃	工藤和夫	〃	塚山隆一	〃	沼田淳
〃	岩井彦二	〃	園広哲夫	〃	堤 東一郎	〃	長谷川錦一
〃	岩橋洋一	〃	小林一輔	〃	榑 東一郎	〃	伯野元彦
〃	宇都一馬	〃	是枝 忍	〃	戸田嘉明	〃	服部昌太郎
〃	尾坂芳夫	〃	佐々木道夫	〃	永井靖郎	〃	森本時夫
〃	尾月隆士	〃	沢田健吉	〃	永倉 正	〃	持永竜一郎
〃	大月上久	〃	沢田健吉	〃	南部 祥一	〃	山口充博
〃	川上喜久	〃	桜井彰雄	〃	中村英夫	〃	山内利彦
〃	川崎浩司	〃	白石 成人	〃	中野 昭	○印 部会長	
委員兼幹事	西脇 威夫						

昭和41年9月15日印刷	土木学会論文集 第133号	定価 200円(千20円)
昭和41年9月20日発行		
編集兼発行者	東京都新宿区四谷一丁目	社団法人 土木学会 羽田 巖
印刷者	東京都港区赤坂1-3-6	株式会社 技報堂 大沼正吉
発 行 所 社 団 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番 東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話(351)代表 5138番		

好評発売中！

＜限定出版＞ 黒四竣工 3 周年記念出版 昭和 40 年度土木学会技術賞受賞

工事報告 黒部川第四発電所

関西電力株式会社 編集
社団法人土木学会 発行

黒四の歴史は古く、大正時代から水力開発の先駆者たちによって調査が続けられてきたが、着工の決意が表明されたのは昭和 30 年である。丸山、佐久間などをはじめとする大規模水力地点は機械化施工の採用によって、従来の開発方式を大きく変換しつつあったときである。

このような水力開発の技術革新を背景にして、黒四はスタートを切ったのであるが、186 m の高さの大アーチダムをはじめとする画期的な施設を北アルプスの奥深くに建設することは前例のない大工事であった。

数多くの特殊研究から生みだされた最新の技術、建設機械、施工方法が本書にはもれなく記述されているのでぜひご一覽下さい。

内容：第1章 序論／第2章 計画／第3章 設計／第4章 施工設備／第5章 施工／第6章 人員／第7章 関連工事その他／第8章 特殊研究

体裁：B 5判 1360 ページ 付図 36 枚

定価：12500 円（会員特価 9800 円・送料 300 円）

＜御申込次第カタログ贈呈＞

＜限定出版＞ 新潟地震 2 周年記念出版

新潟地震震害調査報告

土木学会新潟震災調査委員会編

昭和 39 年 6 月 16 日、突如新潟市を襲った地震は多くの災害をもたらした。今から 43 年前東京を襲った関東大震災とは別な意味で砂地盤の流動化という特異現象がもたらした災害として大きく浮び上ってきた。

文化がすすみ、人間の生活が高度化するにつれ、その被害には今まで例をみなかったものがある。土木学会では新潟地震の襲来とともにいち早く調査委員会（委員長 岡本舜三教授・東京大学生産技術研究所長）を組織し、被害の調査をはじめ、その原因、事後対策などを総論、地震、土質・地質・地盤変動、道路、鉄道、河川、道路橋、鉄道橋、港湾・漁港・空港、電力施設、衛生施設、農林土木、建築、通信施設、工場災害などの面からとらえ、詳細に診断した。今後の都市計画等の参考資料としてぜひご一読下さい。

体裁：B 5判 904 ページ 図表、写真多数、特上製本

定価：10000 円（送料 300 円）

＜御申込次第カタログ贈呈＞

特価：9 月末までにお買上げの方は個人、団体を問わず 9000 円（送料 300 円）の特別割引あり

申込先 土木学会 TEL 351-5130（編集直通）
振替東京 16828 番

学生・技術者に贈る土木学会の優良図書！

■土質実験指導書改訂版 体裁 B5判 本文 65 ページ データーシート 26 葉 定価 320 円 (〒 60 円)

内 容：土質実験指導書が刊行されてから 2 年半……この間多くの学校や職場で実験指導参考書としてご利用いただき好評をえております。今回の改訂では各使用者の声を取り入れ、従来の 15 項目に新たに「土の 3 軸圧縮試験方法」を取り入れ 16 項目とし、それぞれの項目を 1. 目標, 2. 試験器具, 3. 試料, 4. 試験方法, 5. 計算および結果の整理, 6. 注意事項, 等々に分けて解説し、必要に応じて設問を設けるとともにデーターシートの記入例を取り入れましたので、広くご利用下さるようご案内いたします。

■土木材料実験指導書 体裁 B5判 本文 90 ページ データーシート 36 葉 定価 380 円 (〒 70 円)

内 容：土木関係で使う材料は多く、その用途は多方面にわたっているが、これらの材料はそれぞれ適性な試験をもって適否の判断をしなければなりません。本書は現在土木関係で使われている材料を、1. セメント, 2. 骨材, 3. コンクリート, 4. 鉄筋, 5. アスファルト, の 5 つに分け、それぞれに対するいろいろな試験方法を解説したものであり、巻末には試験結果を整理できるデーターシートを取り入れましたので、学生はじめ現場の技術者には非常に便利な実習書です。

■水理公式集 体裁 A5判 603 ページ 定価 1400 円 (会員特価 1100 円) (〒 150 円)

内 容：水理公式集の初版が刊行されたのは昭和 17 年……それ以来土木学会の水理公式集として親しまれ、土木を学んだ人々は必ず読んだ本です。昭和 38 年に増補改訂された本書は第 1 編 河川, 第 2 編 発電水力, 第 3 編 上下水道, 第 4 編 港湾および海岸の 4 つの大項目を 7~11 の中項目に分け、それらを詳細に解説したもので、世界でも珍しいユニークな公式集です。

■日本の土木技術 —— 100 年の発展のあゆみ ——

体裁 A5判 488 ページ 定価 1200 円 (〒 150 円)

内 容：日本の今日における輝かしい土木技術発展の蔭には、明治初期から約 100 年にわたる多くの先輩方の努力を見逃してはなりません。本書は従来あまり見られなかった土木技術史の領域に目を向け、現在を力強く支えている数々の貴重な業績を新しい体系で追ったきわめてユニークな書籍です。若い技術者とともに、これから土木工学の真髄をきわめようとする学生諸君、建設会社に就職された一般の新入社員に、土木とは何か、そして土木のなすべき仕事は何だろうか、という問題意識を高めるとともに、土木を理解する上に貴重な参考書ですので、学校、会社関係でまとめてご利用下さいますようご案内申し上げます。なお、本書には貴重な写真が沢山取り入れてあり、今後このような写真を網羅した本の編集は不可能に近いと信じます。

■日本土木史 —— 大正元年～昭和 15 年 ——

体裁 B5判 8 割横一段組み 本文 1770 ページ 図 410 葉 表 500 点
写真 150 枚余 上製箱入革製豪華製本

定価 12000 円 (個人会員に限り割引特価あり)

内 容：第 1 章 河川・運河・砂防・治山 / 第 2 章 港湾・漁港・航路標識 / 第 3 章 農業土木 / 第 4 章 都市計画・地方計画 / 第 5 章 道路 / 第 6 章 軍事土木 / 第 7 章 上水道・下水道および工業用水道 / 第 8 章 土木行政 / 第 9 章 建設機械 / 第 10 章 トンネル / 第 11 章 発電水力およびダム / 第 12 章 鉄道 / 第 13 章 水理学 / 第 14 章 応用力学 / 第 15 章 土性および土質力学 / 第 16 章 測量 / 第 17 章 土木材料 / 第 18 章 コンクリート / 第 19 章 土木教育史 / 第 20 章 学・協会史 / 付・日本土木史年表

■ディビダーク工法設計施工指針 (案) —— コンクリート・ライブラリー No. 15 ——

体裁 B5判 88 ページ 定価 700 円 (会員特価 500 円) (〒 100 円)

内 容：■ 1 編 総則 ■ 2 編 / 1 章 材料の品質 / 2 章 コンクリートおよび鋼材の試験 ■ 3 編 施工 / 1 章 施工一般 / 2 章 グラウト / 3 章 工事記録 ■ 4 編 設計 / 1 章 設計に関する一般事項 / 2 章 構造細目 / 3 章 曲げ応力に対する計算 / 4 章 破壊に対する安定度 / 5 章 せん断応力に対する計算 / 6 章 許容応力度 ■ 付：ディビダーク工法設計・施工の参考

<申込み次第図書目録進呈>

編著者名	図 書 名	判 型	ページ数	会員特価	定 価	送 料	備 考
土木学会編	土木学会創立 50 周年記念出版 日本の土木技術 —100年の発展のあゆみ—	A 5	488		1 200	150	箱入上製
同	土木学会創立 50 周年記念出版 建設/創造/技術(写真集)	A 4	280		3 800	200	彰国社刊
同	プレストレスト コンクリート設計施工指針	B 6	124	250	350	50	
土木学会編	工事報告・川俣アーチダム	B 5	346	1 600	2 000	150	口絵 6 ページ
九州電力KK編	工事報告・一ツ瀬 杉安アーチダム	B 5	550	2 300	2 900	150	口絵 2 ページ
電源開発KK編	工事報告・大鳥セミアーチダム	B 5	266	1 200	1 400	150	付図 11 枚
日本道路公団編	若戸橋調査報告・工事報告書 <昭和 39 年度土木賞受賞>	B 5	二冊合計 2 350		30 000	学会負担	タイプオフ 限定出版
日本道路公団編	関門トンネル工事誌	B 5	692	1 500	2 000	200	
土木学会編	トンネル標準示方書	A 5	34		100	30	示方書条文
同	トンネル標準示方書解説	A 5	138	500	600	50	条文を詳細に解説
同	トンネル工学シリーズ 1 第 1 回トンネル工学 シンポジウム	B 5	106	300	400	50	6 編を収録
同	トンネル工学シリーズ 2 最近のトンネル工学 —工事の実例と話題—	B 5	136	400	500	50	6 編を収録
同	昭和 40 年度夏期講習会資料 構造工学における最近の諸問題	B 5	320	1 200	1 500	150	12 編を収録
同	第 12 回海岸工学講演会講演集 (1965)	B 5	258		1 500	100	39 編を収録
同	第 10 回水理講演会講演集	B 5	122		800	80	22 編を収録
同	Coastal Engineering in Japan, Vol VIII(1965)	B 5	160		1 200	100	
同	Civil Engineering in Japan, 1965	A 4	150		1 200	100	
同	Civil Engineering in Japan, 1966	A 4	150		1 200	100	

編著者名	論文名	判型	ページ数	定価	送料
小西一郎	論文集 9 号 一般剛節構造物の解法およびその極限状態付近における性状について	B 5	10	20	10
猪股俊司	論文集 17 号 プレストレストコンクリート桁に関する研究	B 5	90	250	30
高野俊介	論文集 26 号 打込み温度がマッサコンクリートの強度におよぼす影響の研究	B 5	56	180	30
仁杉巖	論文集 27 号 支間 30 m のプレストレストコンクリート鉄道橋（信楽線第一大戸川橋梁）の設計、施工およびこれに関連して行った実験研究の報告	B 5	56	160	20
伊丹康夫	論文集 37 号 ブルドーザによる土工の設計に関する研究	B 5	50	120	30
猪股俊司	論文集 48 号 プレストレストコンクリートスラブ式 2 ヒンジラーメン橋の設計法に関する研究	B 5	68	200	30
岩佐義朗	論文集 59 号(別冊 3-1) 巾の漸変する水路における水流の遷移現象と境界特性との関連に関する理論的研究	B 5	32	150	20
奥田秋夫	論文集 59 号(別冊 3-2) コンクリート舗装の施工合理化に関する研究	B 5	54	250	30
大久保・西原 相馬	論文集 61 号(別冊 3-1) 発電用河川流量の研究	B 5	32	150	20
太田誠一郎	論文集 61 号(別冊 3-3) 骨材の表面積と新面積法による構築混合物の検討とその応用に関する研究	B 5	48	220	30
三村・鈴木 上野・細谷	論文集 65 号(別冊 3-2) ロッドミルによる製砂方法に関する研究	B 5	15	80	20
永井莊七郎	論文集 65 号(別冊 3-3) 防波堤に働く碎波の圧力に関する研究	B 5	38	160	20
国分・河原・太斎	論文集 68 号(別冊 3-2) 各種フライアッシュの共通試験報告	B 5	32	100	20
井田至春	論文集 69 号(別冊 3-2) 広巾員開水路の定常流一断面形の影響について一	B 5	18	100	20
室田明	論文集 70 号(別冊 1-1) 開水路分水工の研究	B 5	34	200	20
嶋荻原	論文集 71 号(別冊 4-1) On Water-Hammer Pressure due to Periodic Opening and Closure of Valve (英文)	B 5	12	70	20
国分ほか 12 名	論文集 71 号(別冊 4-3) フライアッシュ・シンポジウム提出論文集録	B 5	66	230	30
森麟	論文集 71 号(別冊 4-4) 舗装後の路床状態の変化についての研究とそれにもとづく CBR 試験法の改善に対する一提案	B 5	16	100	20
島田静雄	論文集 72 号(別冊 3-1) 弾性針金の変形と応力	B 5	16	100	20
山本稔	論文集 72 号(別冊 3-3) 不完全合成 T 型桁橋の曲げ理論とその応用	B 5	24	150	20

MARUI

短時間 **厚さ及び構造物の弾性係数が判定** できる

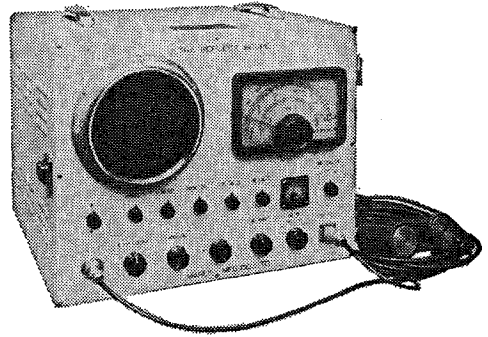
- ① 時間の節約になります (時代に即応)
- ② 正確な判断の参考資料となります
- ③ 無破壊で常に測定出来ます

用途

- 型枠取除き判定 (経済助力となる)
- ダム・コンクリート等の品質管理
- 道路隧道の厚さ及びボイドの判定
- コンクリートの経年変化・強度の推定等

営業品目

セメント・コンクリート・土質・アスファルト
水理各試験機・無破壊試験器・計量器・各種材料試験機



超音波反射測定器



丸井製作所

本社 大阪市城東区蒲生町4-10番地
電話 大阪 931-3 5 4 1 番(代表)
東京出張所 東京都港区西新橋3-9-5(吉田ビル)
電話 東京 431-7 5 6 3 番



港湾の調査、計画、設計
技術相談及び施工監理

株式
会社

日本港湾コンサルタント

取締役社長
工学博士・技術士
取締役副社長
工学博士・技術士
常務取締役
技師長・技術士

絞 島 茂
黒 田 静 夫
新 妻 幸 雄

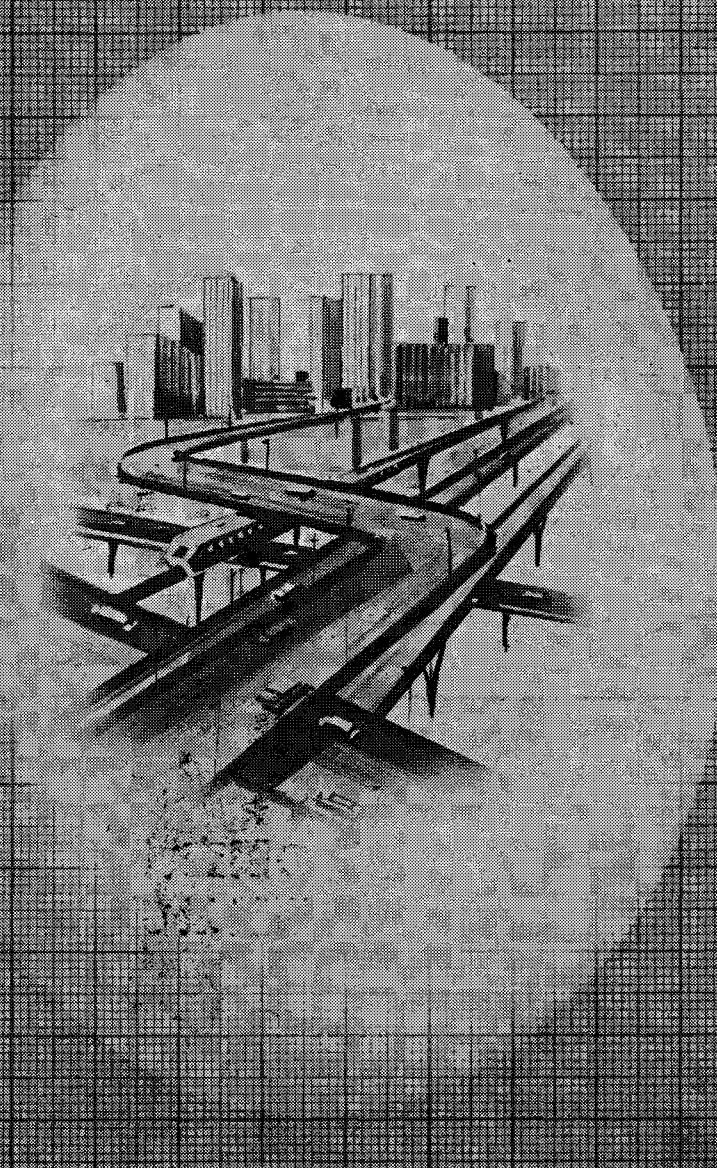
本社：東京都渋谷区渋谷2丁目12番6号(共栄興業ビル)
新潟事務所：新潟市中央区八幡通り5の6
神奈川事務所：神奈川県横浜市港北区新町1-1-25
名古屋事務所：名古屋市中区栄3-3-2
神戸事務所：神戸市中央区北新町5-4-2
東京事務所：東京都中央区新富1-1-25
大阪事務所：大阪府大阪市東区東1-1-25
福岡事務所：福岡市中央区天神1-1-25
仙台事務所：仙台市青葉区中央1-1-25
札幌事務所：札幌市中央区南一条西1-1-25

TEL 東京 (402) 4157~9
TEL 新潟 (22) 5849
TEL 神奈川 (22) 7737
TEL 名古屋 (87) 1486
TEL 大阪 (661) 5317
TEL 福岡 (21) 4484

昭和三十七年五月二十八日第三種郵便物認可
昭和四十一年九月二十五日
（毎月一回）
（二十日発行）

土木学会論文集 第一三三号

定価 二〇〇円



より豊かな
未来を設計する!

交通事業・プラント建設事業の
計画・調査・測量・設計・施工管理

建設コンサルタント登録

登録年月日 昭和39年12月8日 登録番号 第39-140号

測量業登録

登録年月日 昭和40年11月8日 登録番号 登録第(1)-1467号

日立シビルコンサルタント株式会社

本社 / 東京都千代田区神田駿河台4の6

電話・東京 (255) 1011 (代)

大阪出張所 / 大阪市北区梅田2 (第一生命ビル)

日立製作所大阪営業所内 電話・大阪 (361) 1301 (大代)